

# 支承及び落橋防止構造の逐次破壊を考慮した 橋梁の地震応答

松本 崇志<sup>1</sup>・川島 一彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>東京工業大学大学院修士課程 理工学研究科土木工学専攻(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail:matsumoto.t.ac@m.titech.ac.jp

<sup>2</sup>東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻(同上)

E-mail:kawashima.k.ac@m.titech.ac.jp

鋼製支承は現在までも地震の度ごとに被害を生じてきたが、特に、兵庫県南部地震では支承被害が落橋や激甚な被害に繋がったことから、兵庫県南部地震以降、積層ゴム支承の採用が拡大されてきた。これにより、支承自体の被害は緩和されると期待されるが、桁の応答変位が大きくなる結果、桁間衝突、ゴム支承、落橋防止構造間の相互作用に対して十分検討することが求められている。本研究では、支承の破断から桁間衝突、落橋防止構造の降伏、破断に至る橋梁全体系の破壊パスを明らかにするため、支承及び落橋防止構造の破断を見込んだ解析を行なったものである。

**Key Words :** *Seismic response, Bridge, Seismic design, Unseating prevention device, Bearing, Progressive failure*

## 1. 背景と目的

1995年兵庫県南部地震では、落橋防止構造が有効に機能せず落橋した橋梁があった。落橋防止構造は昭和39年新潟地震による橋梁被害を契機として考案された我が国の独自技術であるが、兵庫県南部地震前には1993年釧路沖地震による初音橋や1993年北海道西方沖地震による柳沢橋等、限られた地震でしか落橋防止構造自体には被害が生じていなかったために、その設計が実被害に基づいて検証された事例は少ない<sup>1), 2)</sup>。

鋼製支承は現在までも地震の度ごとに被害を生じてきたが、特に、兵庫県南部地震では支承被害が落橋や激甚な被害につながったことから、兵庫県南部地震以降、積層ゴム支承の採用が拡大されてきた。これにより、支承自体の被害は緩和されると期待されるが、桁の応答変位が大きくなる結果、桁間衝突、ゴム支承、落橋防止構造間の損傷の相互作用に対して十分検討することが求められている。

本研究では、万一、積層ゴム支承の破断が生じた場合に、その被害が桁間の衝突や落橋防止構造にどのような影響を与えるかを解析的に検討したもので

ある。

## 2. 解析対象橋梁

本研究では、図-1に示す3径間単純支持された鋼I桁橋を解析対象とする<sup>3)</sup>。幅員は12 mで支間長は40 m、桁重量(上部構造の重量)は1連あたり6.53 MNである。桁間の遊間は100 mmとしている。

基礎は杭基礎で、桁はT型RC単柱式橋脚で支持されている。軸方向鉄筋にはφ32 mmのSD295が配置されており、軸方向鉄筋比は0.657 %である。また、帯鉄筋及び中間帯鉄筋としてD16 mmのSD295が用いられ、高さ方向に150 mm間隔で配置されている。道路橋示方書に基づく帯鉄筋比は0.53 %である。道路橋示方書に規定されるII種地盤を想定し、液状化は生じないとしている。

桁はせん断弾性係数 $G=1$  MPaの天然ゴム支承で支持されている。ゴム支承は平面寸法が440 mm×440 mmでゴム総厚は96 mmである。橋軸方向および橋軸直角方向ともに、ゴム支承の破断強度は1支承あたり0.57 MN、破断せん断ひずみは道路橋示方書に

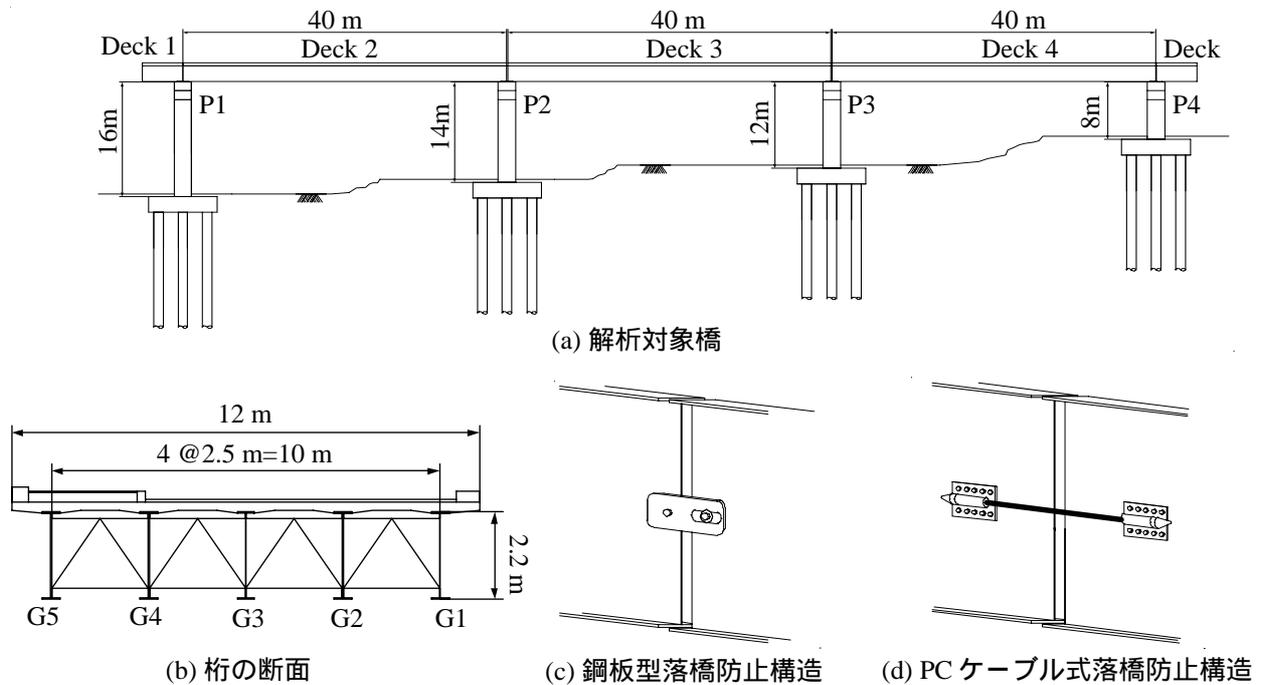


図-1 解析対象橋梁

示される許容せん断ひずみ (250%) とし<sup>3)</sup>，ゴム支承の破断後には，復元力は完全に失われると仮定した．支承の許容せん断ひずみは積層ゴム支承の載荷実験等に基づきある程度の余裕を見込んで設定された値ではあるが，実際に載荷実験を見てみると相当の変形状態に相当すること，本解析の目的が支承の破断後の橋梁の地震応答の解析にあり，支承の破断を厳しく評価する方が解析の趣旨に合うことから，破断せん断ひずみを許容せん断ひずみと同じ値に設定することとした．

落橋防止構造は桁2～桁3および桁3～桁4間で各主桁にその中間高さに一組ずつ取り付けられている．落橋防止構造として，鋼板型（めがね型）及びPCケーブル式を対象とする．

### 3. 解析条件とモデル化

床板と主桁の質量分布や桁どうしの衝突する高さを正しくモデル化するために，図-2に示す3次元骨組構造系モデルを用い，床版は格子でモデル化した．解析対象とする桁2～桁4に対する桁1と桁5の影響を近似的に考慮するために，それぞれの桁質量の半分を橋脚1と橋脚4上に集中質量として与えている．

橋脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素を用いてモデル化し，それ以外の部分については降伏剛性を有する線形梁要素を用いてモデル化している．ファイバー要素に用いるコンクリートの構成則として，帯鉄筋の横拘束効果を考慮できるHoshikumaらのモデル<sup>4)</sup>に除荷・再載荷履歴を加えた堺・川島モデル<sup>5)</sup>を用いた．軸方向鉄筋としては，Bauschinger

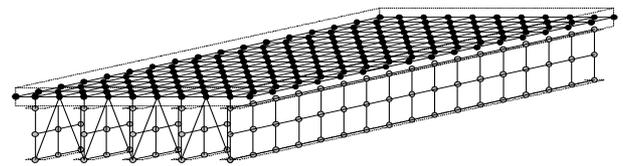


図-2 桁のモデル化

効果を考慮したMenegotto-Pintoモデルを堺・川島が計算上の不安定さを修正した修正Menegotto-Pintoモデルを用いた<sup>6)</sup>．鉄筋の降伏後剛性は初期剛性の1%としている．

桁間の衝突は，図-3(a)に示す衝突ばねによってモデル化した<sup>7)</sup>．衝突ばねの剛性は次式によって算出した．

$$\gamma = \frac{k_I}{nEA/L} \quad (1)$$

ここで， $k_I$ は衝突ばねの剛性， $L$ は桁長， $n$ は桁の要素数， $EA$ は軸剛性である．ここでは，桁どうしの重なり合いを最小とするために， $\gamma=5$ とした<sup>7)</sup>．

鋼板型落橋防止構造は図-3(b)に示す非線形モデルで表した．落橋防止構造一組あたりの耐力 $F_y$ は次式により算出した．

$$F_y = k_h \frac{\sigma_y R_d}{\sigma_a n} \quad (2)$$

ここで， $k_h$ は設計水平震度(=1.5)， $R_d$ は桁の死荷重反力， $n$ は各桁間に取り付けられている落橋防止構造の総数(=5)， $\sigma_y/\sigma_a$ は鋼材の降伏応力と地震時の許容応力の比(=1.13)である．これより，一組あたりの落橋防止構造の耐力 $F_y$ は1.1 MNと求められる．鋼板型落橋防止構造の変形性能に関する情報が乏しいため，ここでは終局(破断)変位を1 mm

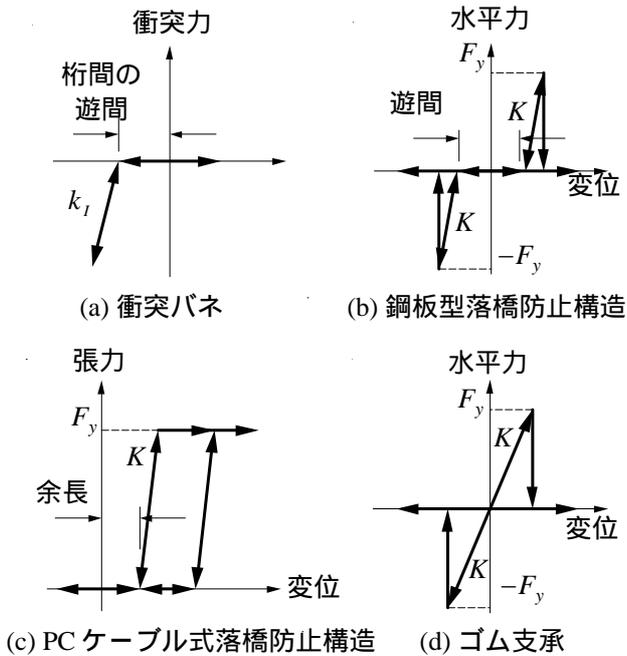


図-3 衝突，落橋防止構造，支承のモデル化

と仮定し，破断までは弾性とする．これより，鋼製型落橋防止構造の1本当たりの剛性は $1.10 \times 10^6$  N/mmとなる．また，落橋防止構造の遊間は $\pm 20$  mmと仮定した．

PCケーブル式落橋防止構造は弾塑性変形をするものとし，図-3(c)のようにバイリニア型としてモデル化した．降伏後の除荷勾配は初期剛性と同じと仮定した．PCケーブルの直径は26 mmで，1本当たりの落橋防止構造の耐力及び降伏変位はそれぞれ0.574 MN，16.5 mmとした．これより，1本当たりのPCケーブルの剛性は $3.48 \times 10^4$  kN/mmとなる．なお，余長は50 mmとした<sup>8)</sup>．

橋軸方向及び橋軸直角方向ともにゴム支承の力学特性を図-3(d)のように仮定した．なお，破断を伴う支承の履歴特性は橋軸方向と橋軸直角方向で相互作用を持っているはずであるが，これに関する実験データが不足していることから，ここでは水平2方向間の復元力特性の相互作用を無視することとした．

落橋防止構造を設置しない場合を対象に，橋脚やゴム支承に対して初期剛性を仮定して固有値解析を行うと，1次，2次の固有周期はそれぞれ1.33秒，1.19秒であり，それぞれ支承の橋軸方向の変形，フーチングの橋軸まわりの回転が卓越するモードである．

減衰はRayleigh減衰により与えた．各構造要素の減衰定数を，桁では2%，橋脚躯体では5%，基礎地盤では20%と与え，ひずみエネルギー比例減衰法によって算出されるモード減衰定数を基にRayleigh減衰のパラメータを定めた．

入力地震動として，1995年兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測されたNS成分，EW成分（図-4参

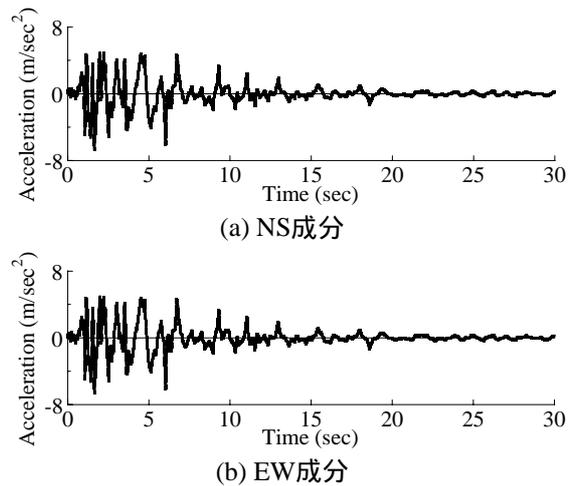


図-4 入力地震動（JR鷹取駅）

照）をそれぞれ橋軸および橋軸直角方向に入力した．桁2，桁3間の相対変位 $\Delta u_{23}$ ，桁2の鉛直軸まわりの回転 $\theta_2$ は次式で求めた．

$$\Delta u_{23} = u_3 - u_2 \quad (3)$$

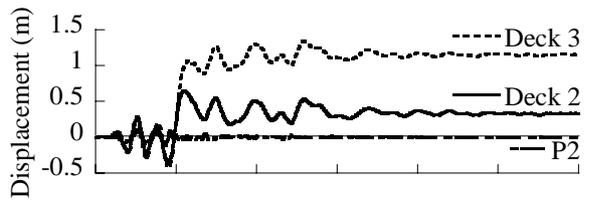
$$\theta_2 = \frac{u_{2,P2} - u_{2,P1}}{40} \quad (4)$$

ここで， $u_2$ ， $u_3$ はそれぞれ地盤に対する桁2，桁3の橋軸方向応答変位， $u_{2,P1}$ ， $u_{2,P2}$ はそれぞれP1及びP1橋脚上の桁2の地盤に対する橋軸直角方向の応答変位である．なお，橋軸方向の応答は桁2から桁3に向かう方向を正，回転は反時計回りを正と定義している．

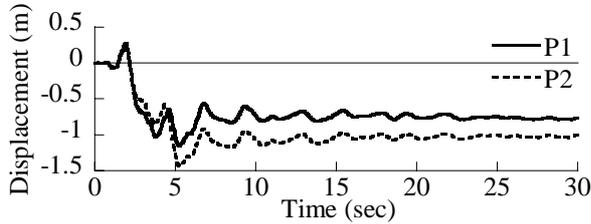
#### 4. 落橋防止構造がない場合の地震応答

図-5に落橋防止構造がない場合の応答を示す．後述するように，地震力を受けてゴム支承は全て破断したため，橋軸方向には桁2，3には最大でそれぞれ0.7 m，1.3 mもの変位が生じる．残留変位も桁3では1.23 mに達する．また，橋軸直角方向のP1，P2橋脚位置における桁2の最大応答変位はそれぞれ1.15 m，1.46 mで，それぞれ0.74 m，1.09 mの残留変位が生じる．その代わりに，支承の破断により桁から橋脚へ伝達される慣性力が減少する結果，図-6に示すように橋脚には大きな塑性曲率は生じない．ただし，実際には，本解析で仮定したように支承破断後に支承によって伝達される水平力はゼロではなく，場合によっては上下沓が噛み込んだりする結果，過大な水平力が橋脚に作用することも考えられる．

支承の橋軸及び橋軸直角方向の応答を桁2のG3主桁を例にとって示すと，図-7(a)，(b)のようになる．P1橋脚，P2橋脚上の支承は，橋軸方向にはそれぞれ4.43秒，5.22秒に，また，橋軸直角方向にはいずれ



(a) 桁 2, 3 の橋軸方向の応答変位



(b) 桁 2 における橋軸直角方向の応答変位

図-5 桁 2, 3 の応答変位

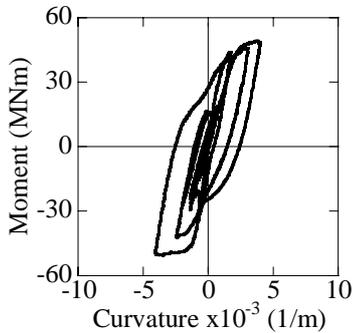
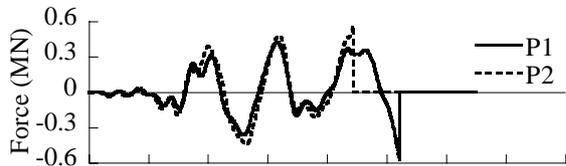
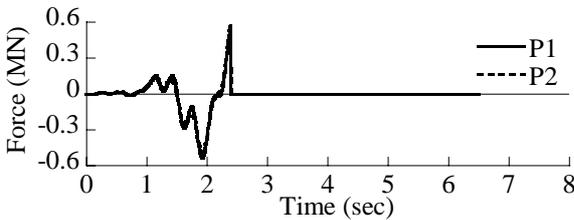


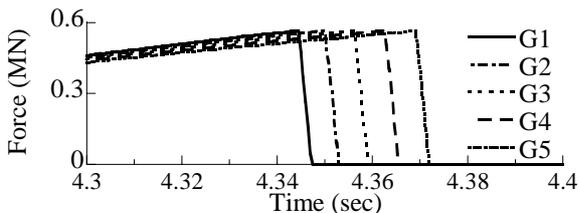
図-6 P2橋脚におけるモーメントと曲率



(a) 橋軸方向

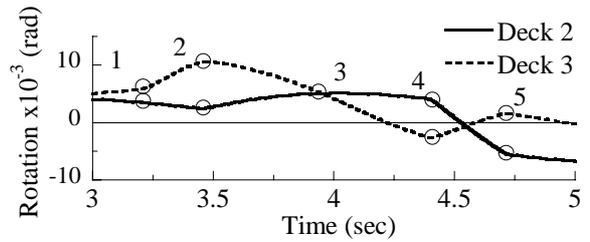


(b) 橋軸直角方向

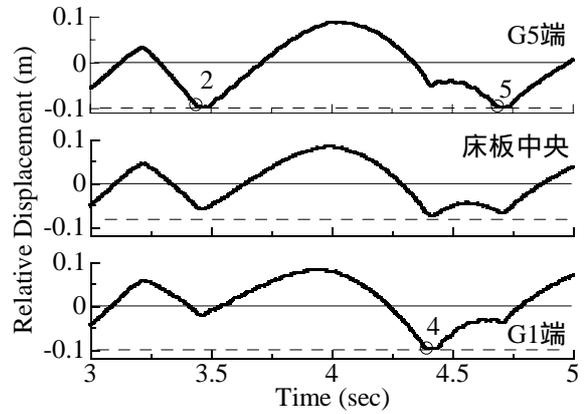


(c) P2 橋脚上桁 3 を支持する支承の橋軸方向水平力

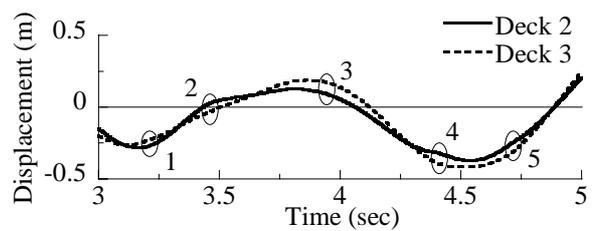
図-7 支承の応答



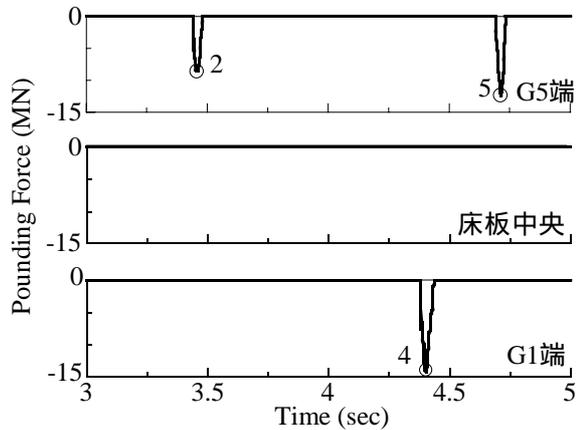
(a) 桁 2 と桁 3 の回転応答,  $\theta_2, \theta_3$



(b) 床板間の相対変位,  $\Delta u_{23}$



(c) 桁 2, 3 の橋軸方向の応答変位,  $u_2, u_3$



(d) 床板の衝突力

図-8 桁の応答 (落橋防止構造がない場合)

もほぼ2.39秒に破断する。また、図-7(c)はP2橋脚上で桁3のG1～G5主桁を橋軸方向に支持する支承の応答である。5個の支承は4.345秒～4.369秒間で破断するが、同時に破断するのではなく、最初にG1主桁が破断し、順次、G2、G3、G4、G5主桁へと破断が進展していく。地震力を受けて、ある支承が最初に破断すると、残りの支承で地震力を負担することに

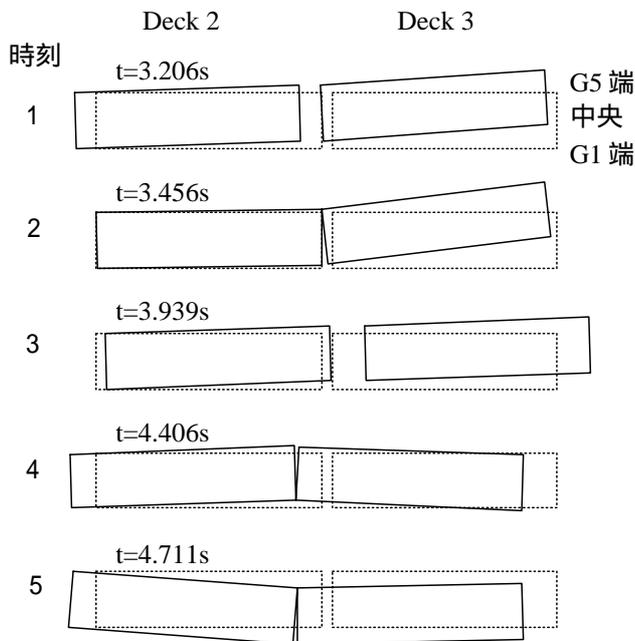


図-9 桁の応答（落橋防止構造がない場合）

なり、これが逐次的な支承の破断を生じさせることが重要である。

以上のような応答がどのようなメカニズムで生じていくかを、地震動の作用後、急速に応答が大きくなる3.0秒～5.0秒間について、図-8に示す桁の各部の応答や回転角の時刻歴と、図-9に示す桁2と桁3の動きに基づいて見てみよう。図-8, 9にはいずれも時刻1～時刻5の応答が示されているが、これらは図-8, 9で相互に対応させている。ここで、時刻1～5は、桁間衝突が起こったり、それに至るプロセスを示すために選んだ時刻である。

図-8(b)及び(c)に示すように、時刻1では桁2、桁3ともに負側から正側に向かって変位しているが、桁3の方が桁2よりも応答速度が大きいため、時刻2では、図9に示すように、桁3が桁2に追突する形で床版のG5端同士が衝突する。衝突力は8.20 MNと桁一連の重量の1.26倍に相当する。

この結果、図-8(a)に示すように、桁2には反時計回りの、桁3には時計回りの回転が生じ、桁間の距離は増大する。時刻3になると、桁間の距離が縮まり始め、時刻4では、図-9に示すように、床版のG1端で衝突する。このときの衝突力は14.1 MNで、桁一連の重量の2.2倍に相当する。この衝突によって、桁2には時計回りの、桁3には反時計回りの回転がそれぞれ生じ、時刻5において、今度は床版のG5端で衝突する。

このように、桁は回転応答も伴うため、正面からではなく、床版の端で衝突する事が多い。桁間衝突が起こると、衝突が起こった点でリバウンドし、その後桁間が離反する方向に桁の変位や回転角が変化する結果、今度はこれとは反対側の床版の端で衝突

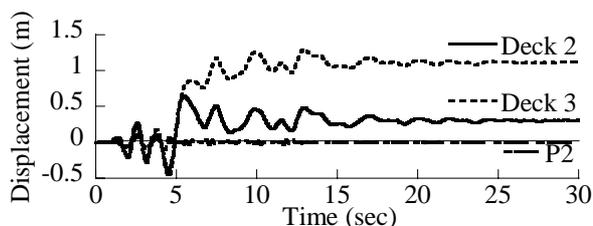
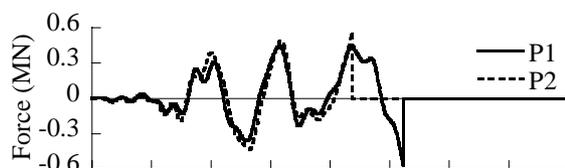
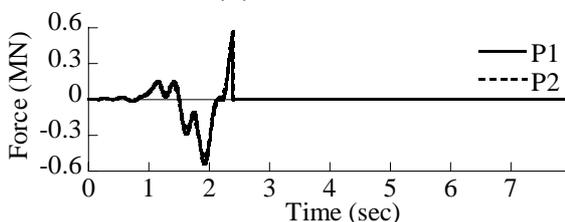


図-10 鋼板型落橋防止構造を取り付けた場合における桁と橋脚の応答変位



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

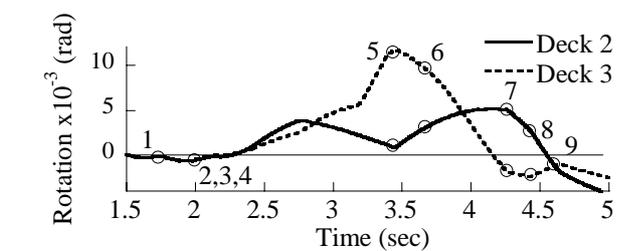
図-11 桁2のG3主桁における支承の水平力

が起こる。落橋防止構造が無い場合、後述する落橋防止構造がある場合に比較して、桁間の離反が大きい。

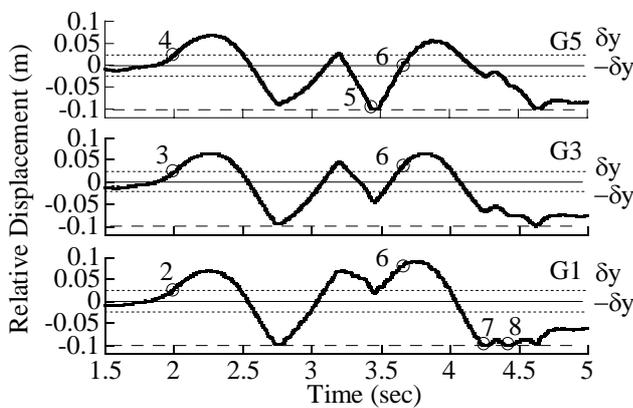
## 5. 鋼板型落橋防止構造を用いた場合の地震応答

図-10に桁2、桁3の橋軸方向の応答変位を示す。G3主桁を例に支承の水平力応答を図-11に示すが、この場合にも支承はすべて破断し、桁2は0.31 m程度の残留変位にとどまるが、桁3には1.31 mもの残留変位が生じる。

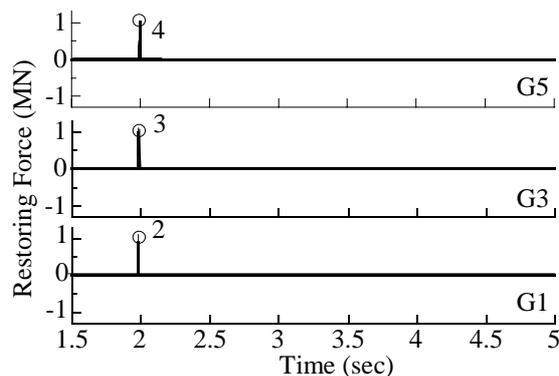
鋼板型落橋防止構造がどのように破断していくかを示すために、1.50秒～5.0秒間の桁の応答とその模式的な動きを示すと、それぞれ図-12, 13となる。図中の時刻1～9は、桁間の衝突や落橋防止構造の破断時刻等を表したもので、図-12, 13で対応させた時刻となっている。図-12(a)によれば、時刻1から時刻2にかけて、桁2と桁3は図-12(d)に示すように、桁2の方が桁3よりも橋軸方向負側に向かって大きく変位する。その結果、図-12(c)に示すように、時刻2において、桁間の相対変位がG1主桁の落橋防止構造の遊間(20 mm)に達し、さらに引張力が1.1 MNに達したため破断する。その後、時刻3においてG3



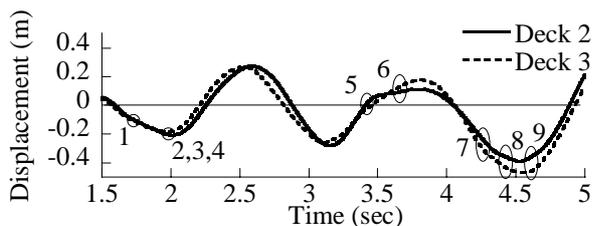
(a) 桁 2 と 桁 3 の回転応答,  $\theta_2, \theta_3$



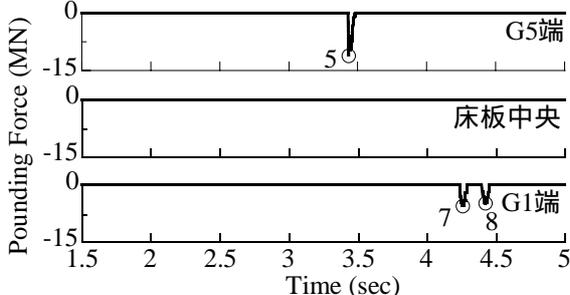
(b) 床板間の相対変位,  $\Delta u_{23}$



(c) 落橋防止構造に作用する水平力



(d) 桁 2, 3 の橋軸方向の応答変位,  $u_2, u_3$



(e) 床板の衝突力

図-12 桁の応答 (鋼板型落橋防止構造を設けた場合)

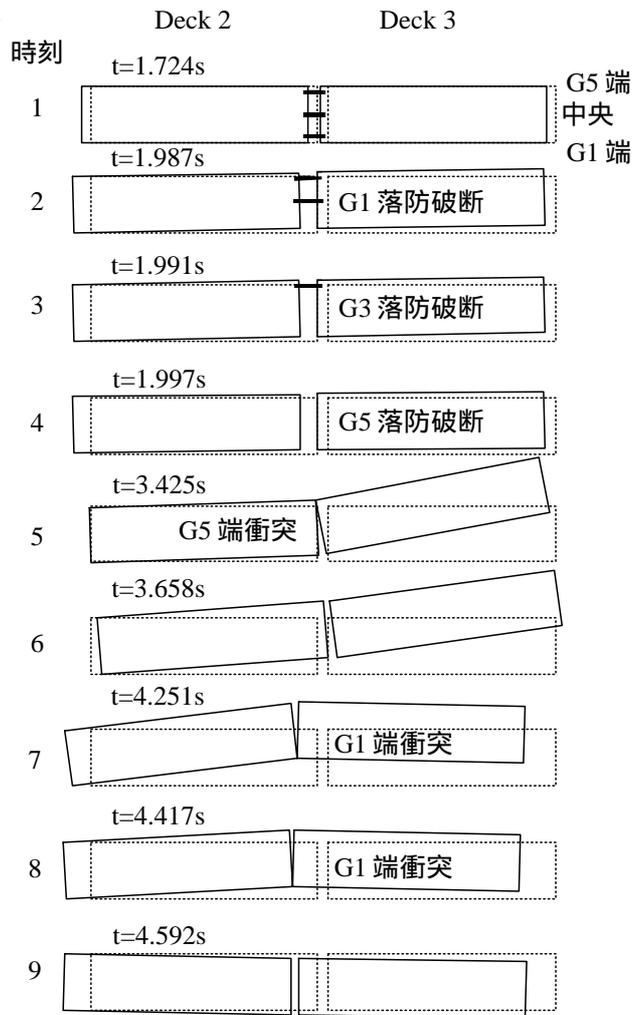


図-13 桁と落橋防止構造の応答 (鋼板型落橋防止構造を設けた場合)

主桁の落橋防止構造, 時刻4においてG5主桁の落橋防止構造も図-12(c)に示すとおり, 引張破断する.

時刻5になると, 図-12(d)に示すように, 桁2の方が桁3よりも大きく正側に向かって変位したため, 図-12(b)に示すように, 桁2と桁3間の相対変位が縮まり, 桁2が桁3に追突する形で衝突する. ただし, 図-12(a)に示すように, 桁3の方が桁2よりも正側の回転が大きいため, 床板のG5端側だけが衝突し, ここで11.2 MNの衝突力が作用する. これは桁一連の重量の約1.7倍に相当する.

その後, 時刻6では, 桁2, 桁3は正側に向かって変位するが, やがて, 負側に向かって変位し始め, 図-12(b)に示すように, 時刻7において桁3が桁2に追突する形で衝突する. ただし, 図-12(a)に示すように, 桁2の方が桁3よりも正側の回転が大きいため, 床板のG1端側だけが衝突し, ここで4.18 MNの衝突力が作用する. これは桁一連の重量の約0.6倍に相当する. この衝突により, 桁はいったん離反するが, その0.166秒後の時刻8において, 再び床板のG1端で衝突し, 4.7 MNの衝突力が生じる.

以上のように、落橋防止構造は複雑なメカニズムで破断するが、桁の回転に伴いG1主桁の落橋防止構造が最初に破断する。その後、わずかな時間差ではあるが、これに引き続いてG3、G5主桁の落橋防止構造が破断するように、桁端の落橋防止構造から内側の桁の落橋防止構造に向かって破断が生じることが重要である。

また、G5～G1主桁の落橋防止構造が破断したため、G5端部側では桁2～桁3間で大きな相対変位が生じるようになり、G5端部側で桁2～桁3間に大きな衝突を生じる。

## 6. 鋼板型落橋防止構造が破断しないとした場合の地震応答

上記の解析では、鋼板型落橋防止構造が破断したが、もし、これが破断しなかったら地震応答はどのようなになるか検討した。

図-14に鋼板型落橋防止構造が破断しないとした場合の、桁2、3の橋軸方向の応答変位を示す。落橋防止構造が最後まで桁間の相対変位を拘束するため、桁2、3はほとんど同じ応答を示す。この場合にも、桁2及び3を支持する支承が全て破断するため、最大変位は桁2、3でそれぞれ73.9 mm及び72.7 mmとなり、それぞれ55.6 mm及び54.4 mmの残留変位が生じる。これより、落橋防止構造が破断しなくとも、支承耐力が不十分であれば、桁には大きな応答が生じることがわかる。ただし、落橋防止構造が破断しなかったため、桁間の相対距離が限られ桁間の衝突は生じない。

桁2、3間に設置された落橋防止構造の作用水平力を示すと、図-15のようになる。ここでは、最外縁（G1及びG5主桁）及び中央主桁（G3主桁）の落橋防止構造の応答を示している。これによれば、G1主桁に取り付けられた落橋防止構造には最大で7.6 MNの水平力が作用する。これは桁重量の1.16倍に相当し、道路橋示方書に基づいて算出される落橋防止構造1本当たりの要求耐力 $F_y=1.1$  MNの6.91倍に相当する。G5主桁に取り付けられた落橋防止構造にも7.2 MN（桁重量の1.06倍）と、道路橋示方書による要求耐力の6.54倍と大きい水平力が作用する。また、最外縁に設置するG1及びG5主桁の落橋防止構造には5 MNを超える引張力が複数回作用している。これに対して、G3主桁に取り付けられた落橋防止構造には最大で3.1 MNと最外縁の落橋防止構造と比較して半分程度の水平力しか作用しない。しかし、それでも、桁重量の0.47倍に相当し道路橋示方書による要求耐力の2.8倍となる。時刻歴から、中央部の落橋防止構造には最外縁の落橋防止構造と比較して大きい水平力を受ける回数も少ないことがわかる。

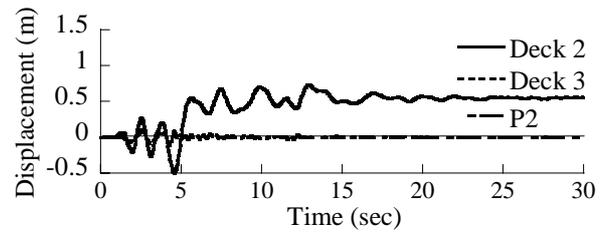


図-14 鋼板型落橋防止構造が破断しないとした場合の桁2、3の応答変位

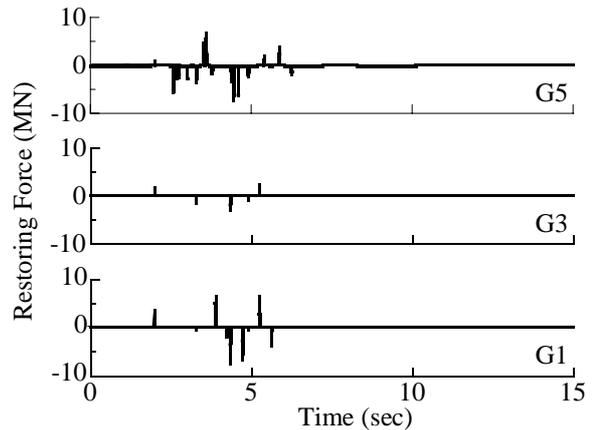


図-15 鋼板型落橋防止構造の作用水平力

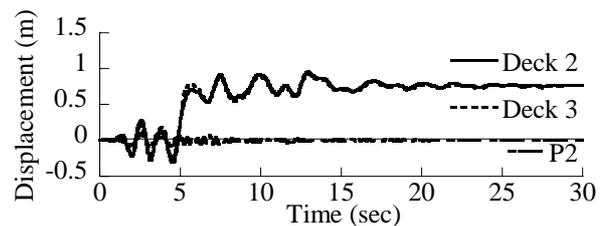


図-16 PC ケーブル式落橋防止構造を有する場合における桁と橋脚の応答変位

以上より、最外縁に取り付けられた落橋防止構造には中央部に比較して大きな水平力が繰り返し作用しすることがわかる。これは、桁の回転によって引き起こされるものである。

## 7. PCケーブル式落橋防止構造を用いた場合の地震応答

PCケーブル式落橋防止構造を取り付けた場合の桁2、桁3の橋軸方向の応答変位を図-16に示す。この場合にも支承はすべて破断するが、落橋防止構造は破断せず、この拘束により桁2と桁3はほぼ同じように応答する。

図-17及び18は桁2、桁3を中心に橋の地震応答とその変形を示した結果である。図-17(d)に示すよう

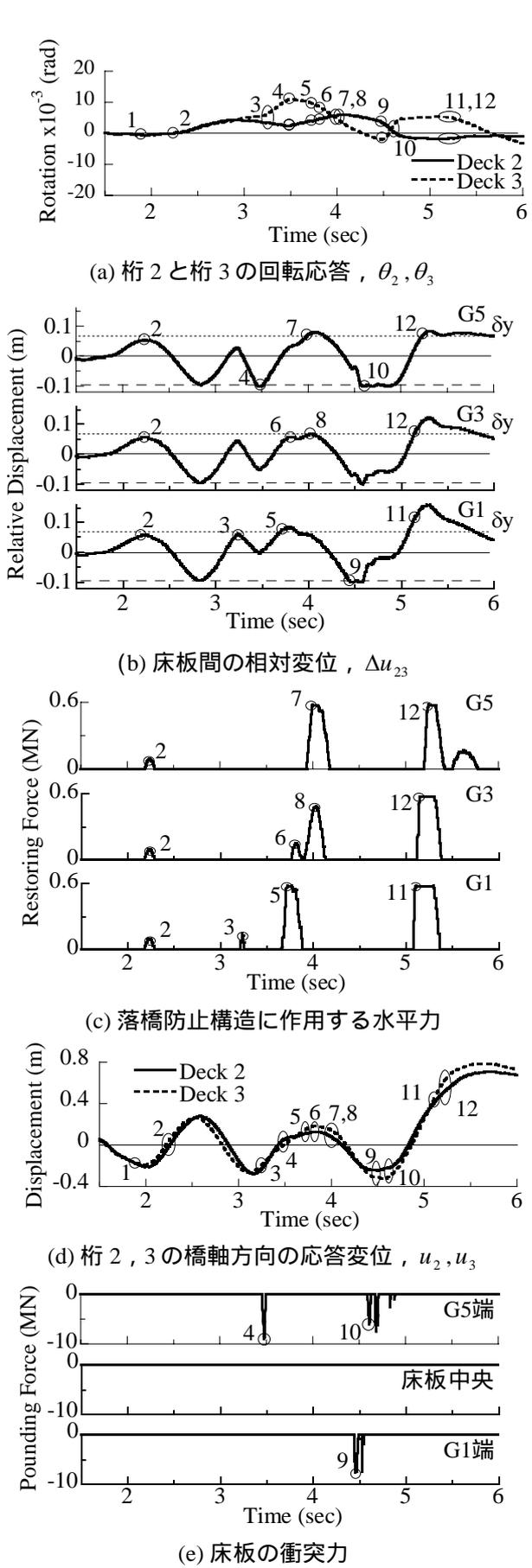


図-17 桁の応答 (PC ケーブル式落橋防止構造を設けた場合)

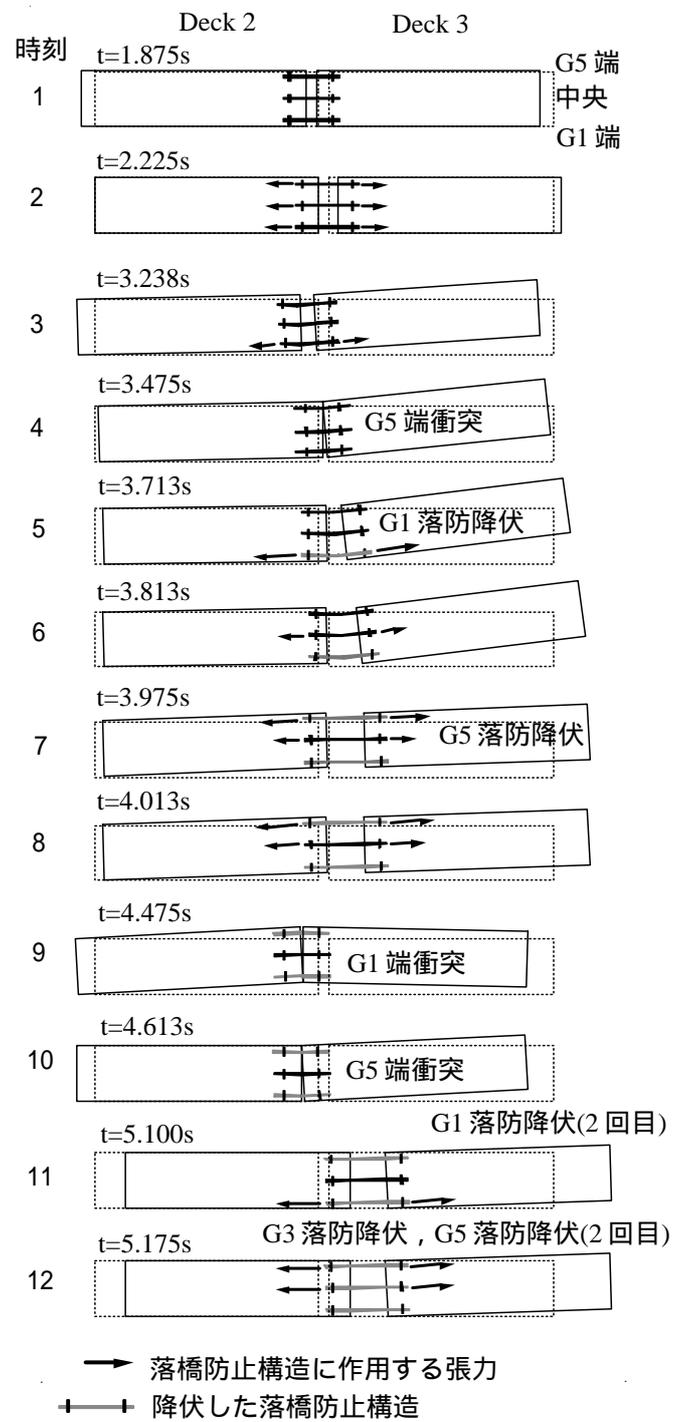


図-18 桁の応答 (PC ケーブル式落橋防止構造を設けた場合)

に、時刻2では、桁3の方が桁2に比べて橋軸方向正側に向かって変位し、落橋防止構造の遊間50 mmに達したため、引張力が作用する(図-17(c)参照)。なお、図-17(a)に示すように、桁2と桁3の回転角がともに小さく、この段階ではいずれの落橋防止構造にも同程度の引張力が作用している(図-17(c)参照)。

その後、図-17(d)に示すように、桁2と桁3はいったん負側に向かって変位するが、時刻3で再び正側に向かって変位する。このとき桁3の方が桁2よりも

変位が大きいため、落橋防止構造には引張力が作用する。しかし、図-17(c)に示すように、この段階では、G1落橋防止構造だけに引張力が作用するが、作用力が0.09 MN程度と小さく、落橋防止構造は破断しない。その後、時刻4になると、桁2が桁3にG5端で玉突き衝突し、図-17(e)に示すように、9.0 MNの衝突力が作用する。これは桁一連の重量の1.38倍に相当する。桁衝突の結果、桁3はさらに正側に向かって変位すると同時に、反時計回りに回転する結果、時刻5でG1主桁の落橋防止構造が降伏する。ただし、この時点ではG3主桁やG5主桁の落橋防止構造は抵抗しないが、時刻6になるとG3主桁の落橋防止構造にも引張力が作用し始める。

時刻7になると、桁3の時計回り、桁2の反時計回りの運動に伴い、今度はG5主桁の落橋防止構造が降伏する。

さらに、時刻9では、桁2の反時計回りの回転がさらに大きくなる結果、床版のG1端側で衝突が起こり、このため、桁2の回転角は減少し、桁3の回転角は増加する。この結果、時刻10では床版のG1主桁側で衝突が起こる。時刻9及び時刻10における衝突力は、それぞれ7.4 MN、6.0 MNで、桁一連の重量のそれぞれ1.13倍、0.92倍に相当する。

時刻9、時刻10における一連の衝突の結果、桁3の変位が増大し、時刻11ではG1主桁の落橋防止構造が、時刻12ではG3主桁の落橋防止構造が、それぞれ2回目の降伏をする。

以上のように、一方の桁端における衝突は桁の回転角を変化させ、他端での衝突を生む他、橋軸方向の変位を大きく変化させ、落橋防止構造にも大きな引張力を作用させることがわかる。

## 8. PCケーブル式落橋防止構造が降伏しないとした場合の地震応答

7章の解析では、PCケーブル式落橋防止構造が破断しなかったが降伏した。もし、PCケーブル強度を高め、PCケーブルが降伏しないとした場合の地震応答特性を検討してみよう。

図-19に桁2、3の橋軸方向の応答変位を示す。この場合にも支承は全て破断し、図-16に示したPCケーブルが降伏しない場合の応答と大きな相違はみられない。従って、落橋防止構造が破断しなくとも、支承の破断の抑制に寄与するわけではないことがわかる。

G1、G3、G5主桁を例に、PCケーブル式落橋防止構造の作用水平力を図-20に示す。G5主桁の落橋防止構造には最大で1.40 MNの引張力（桁重量の0.22倍）が作用し、これはPCケーブル式落橋防止構造の降伏耐力の2.45倍に相当する。

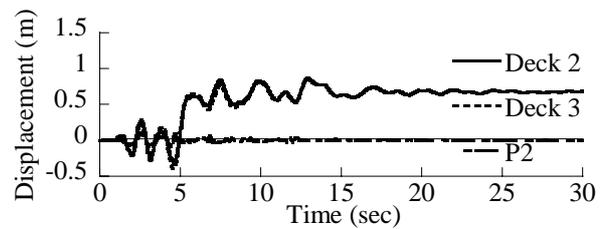


図-19 PCケーブル式落橋防止構造の降伏を考慮しない場合における桁と橋脚の応答変位

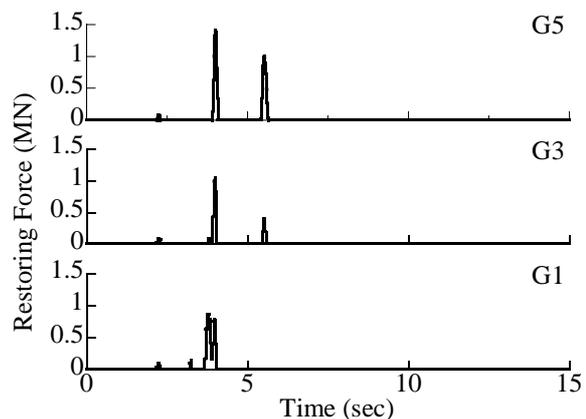


図-20 PCケーブル式落橋防止構造の作用水平力

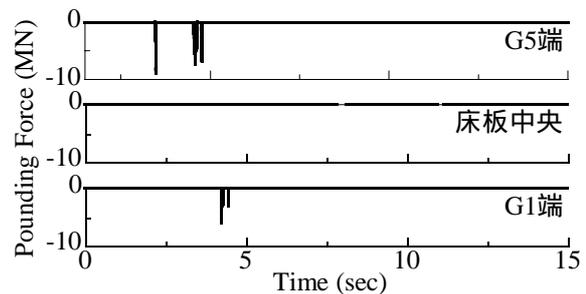


図-21 床板に作用する衝突力

6章に示した破断強度が十分高い鋼製型落橋防止構造を設置した場合には落橋防止構造の作用力は最大で7.2 MN（G5主桁）にも達したが、PCケーブル式落橋防止構造ではこの0.19倍に過ぎない。落橋防止構造の剛性は落橋防止構造の作用水平力に大きく影響することを示している。G3主桁の落橋防止構造の作用水平力は最大1.04 MNであり、桁端に設置された落橋防止構造には中央部の落橋防止構造よりも大きな水平力が作用する点は、6章に示した鋼製型落橋防止構造と変わらない。

桁2、3は衝突するが、その衝突力を図-21に示す。床版のG1及びG5主桁側における衝突力は、桁一連の重量のそれぞれ0.94倍及び1.37倍に相当する。これは、7章に示した場合の衝突力とほとんど変わらない。これは、7章に示した解析ではPCケーブルの

落橋防止構造に生じる塑性変位が22.4 mm～80.8 mmとPCケーブルの降伏変位16.5 mmに比較して限られているためである。

## 9. 結論

本研究では、支承の破断から桁間衝突、落橋防止構造の降伏、破断に至る橋梁全体系の破壊パスを明らかにするため、支承及び落橋防止構造の破断を見込んだ解析を行った。支承や落橋防止構造の変形及び耐力特性は十分解明されていないため、多くの仮定を含むが、本解析の結果得られた結論は以下の通りである。

1. 隣接する桁どうしが衝突する際には、桁の回転角のため真正面から衝突する事は少なく、桁の端部で衝突しやすい。桁間衝突が起こると、衝突が起こった箇所でリバウンドし、この箇所で桁どうしが離反する方向に桁の変位や回転角が変化する結果、今度はこれとは反対側に位置する床版端で衝突が起こる。
2. 上記1のように、衝突した側の端部が互いに離れる方向に桁の変位や回転角が変化する結果、衝突が生じた位置にある落橋防止構造が引張りで破断したり、他方の端部で衝突が起こる際には、これに抵抗するタイプの落橋防止構造では、圧縮で破断する。
3. 桁には橋軸方向変位だけでなく回転が生じるため、支承及び落橋防止構造には桁縁端部に最も大きな力が作用し、端部の落橋防止構造の降伏や破断が生じると、降伏や破断が内側に進展していく。このため、落橋防止構造の降伏や破断は同時に生じるのではなく、微小な時間間隔をおいて逐次的に進展していく。
4. 落橋防止構造には、特に桁端において現在の設

計で要求されている値よりも大幅に大きい水平力が作用する可能性がある。

5. 鋼板型落橋防止構造が破断しないとした場合でも、支承の破断は起こるが、桁間の相対変位が拘束される結果、桁間の衝突は起こらない。
6. PCケーブル式落橋防止構造を降伏しないようにしても、これが支承の破断や桁間衝突に及ぼす影響は著しいものではない。これは、PCケーブルに生じる最大塑性変位がPCケーブルの降伏変位に比較して限られているためである。

## 参考文献

- 1) たとえば、川島一彦、運上茂樹、杉田秀樹、中島灯：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴、橋梁と基礎、93-6, pp. 9-16, 1993
- 2) たとえば、川島一彦、運上茂樹、星隈順一、中島灯：北海道西方沖地震による道路橋の被害とその特徴、橋梁と基礎、94-3, pp. 26-31, 1994
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997。
- 4) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ACSE, 123-5, pp.624-633, 1997.
- 5) 堺淳一、川島一彦、庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化、土木学会論文集、654/I-52, pp.297-316, 2002。
- 6) 堺淳一、川島一彦：部分的な除荷、再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案、土木学会論文集、738/I-64, pp.159-169, 2003。
- 7) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集、第308号, pp.123-126, 1981。
- 8) (財)土木研究センター：落橋防止構造設計ガイドライン(案)、2005。

(2007.4.6受付)

## PROGRESSIVE FAILURE OF BRIDGE SYSTEM UNDER STRONG SEISMIC EXCITATION

Takashi MATSUMOTO, Kazuhiko KAWASHIMA

Although bearings and restrainer devices were included in seismic response analysis of bridges, effect of failure of those structural components has not yet been fully analyzed. This paper presents an analysis of a 3-span simply supported bridge including effect of failure of elastomeric bearings. Steel plate type and PC cable restrainers are accommodated between decks, considering failure of devices. It is shown that elastomeric bearings start to fail progressively from edges due to rotation of decks. It is also clarified that design concept to evaluate demands of bearings and unseating prevention devices by dividing the total demand by number of devices underestimates real demands at edge girders.