

強震動を受ける橋梁の逐次破壊に関する研究

松本崇志¹・川島一彦²

¹学生会員 東京工業大学大学院 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）

²フェロー 工博 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）

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、限られた被害しか落橋防止構造自体には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¹⁾²⁾。

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、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(a)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³⁾。幅員は12mで支間長は40m、桁重量は1連あたり6.53MNである。桁間の遊間は100mmとしている。図-1(b)は上部構造の断面である。

桁はせん断弾性係数Gが1MPaの天然ゴム支承で支

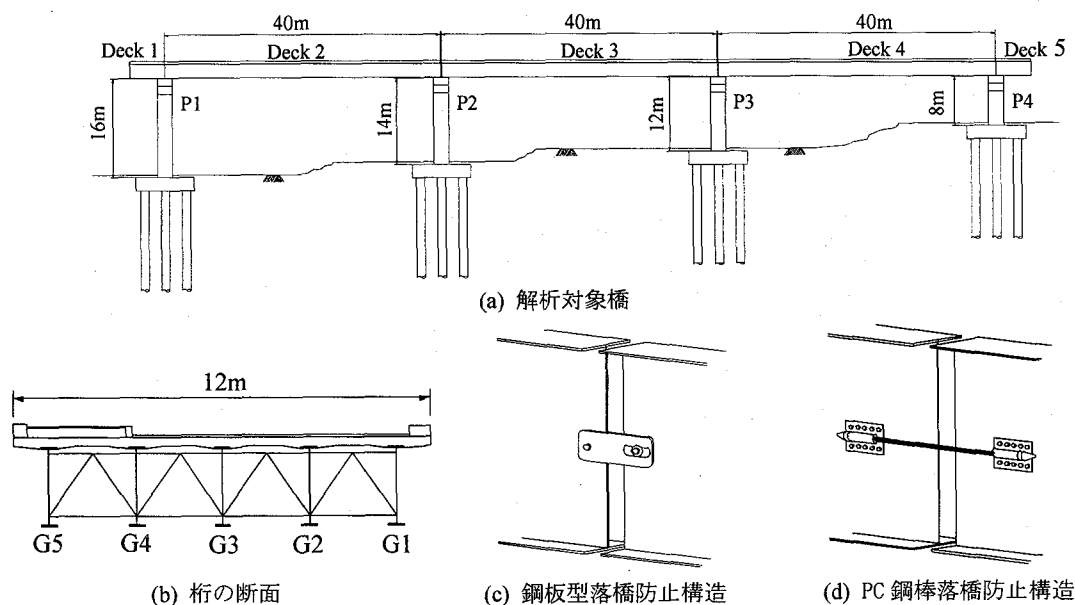


図-1 解析対象橋梁

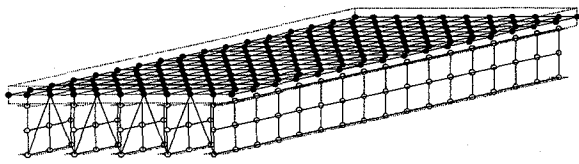


図-2 桁のモデル化

持している。ゴム支承は平面寸法440mm×440mmでゴム総厚は96mmである。

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鋼棒型を対象とする（図-1(b), (c)参照）。

桁は杭基礎で支持されたRCのT型単柱式橋脚で支持されている。軸方向鉄筋にはφ32mm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D16mmのSD295が用いられ、高さ方向に150mm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。

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た。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、それぞれの桁重量の半分を橋脚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⁴⁾に除荷・再載荷履歴を加えた堺・川島モデル⁵⁾を用いた。軸方向鉄筋としては、Bauschinger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⁶⁾。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⁷⁾。衝突ばねの剛性は次式によって算出した。

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

ここで、 k_l は衝突ばねの剛性、 L は桁長、 n は要素分

割数、 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限するために、 $\gamma=5$ とした。

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。

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

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)、 σ_y/σ_{allow} は鋼材の降伏応力と許容応力の比(=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1.1MN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なかったため、ここでは終局（破断）変位を1mmと仮定し、破断までは弾性とする。また、落橋防止構造の遊間は±20mmと仮定した。

PC鋼棒型落橋防止構造は弾塑性変形をするものとし、図-3(b)のようにバイリニア型としてモデル化した。降伏後における除荷勾配は初期剛性と同じと仮定した。鋼棒の直径は26mmで、1本あたりの落橋防止構造の耐力及び降伏変位はそれぞれ0.564MN、165mmで、余長は50mmと設定した⁸⁾。

橋軸方向および橋軸直角方向ともにゴム支承の破断時の耐力は1支承あたり0.57MN、破断（終局）せん断ひずみは250%とした³⁾。また、ゴム支承の破断

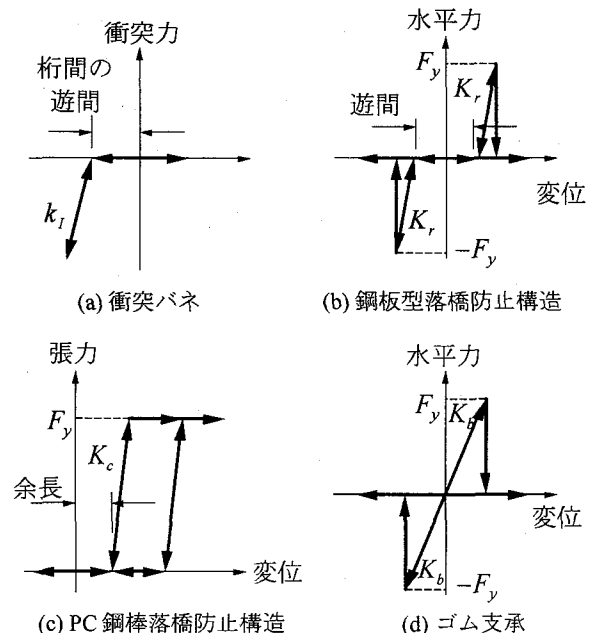


図-3 衝突、落橋防止構造、支承のモデル化

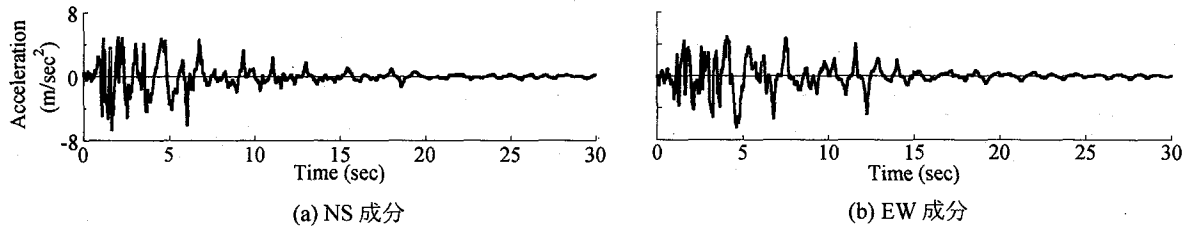


図-4 入力地震動 (JR 鷹取駅)

後には、弾性剛性の100倍の剛性で0まで復元力は低下すると仮定した。以上のようなゴム支承の力学特性を図-3(d)のように仮定した。なお、支承の破断に伴い橋軸方向と橋軸直角方向の履歴特性は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 Δu_{23} 、桁2の回転 θ_2 は次式で求めた。

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

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

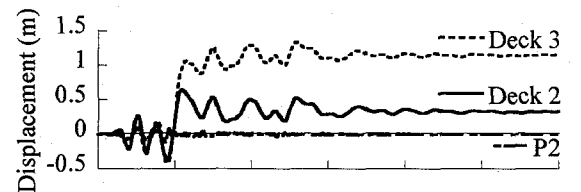
ここで、 u_2 、 u_3 はそれぞれ桁2、桁3の橋軸方向応答変位、 $u_{2,P1}$ 、 $u_{2,P2}$ はそれぞれP1及びP1橋脚上の桁の橋軸直角方向の応答変位である。なお、橋軸方向の応答は桁2から桁3に向かう方向を正、回転は反時計回りを正と定義している。

4. 落橋防止構造がない場合の地震応答

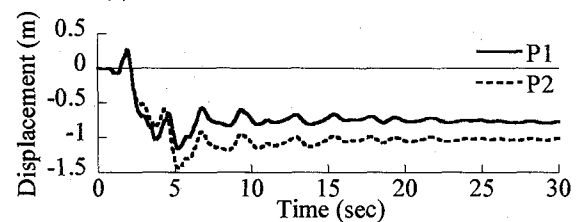
図-5に落橋防止構造がない場合の応答を示す。後述するように、地震力を受けてゴム支承は全て破断したため、橋軸方向には桁2、3には最大でそれぞれ

0.7m、1.3mもの変位が生じる。残留変位も桁3では1.23m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1.15m、1.46mで、それぞれ0.74m、1.09mの残留変位が生じる。その代わり、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0ではなく、場合によっては上下杓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主桁を例にとり示すと、図-7(a)、(b)のようになる。



(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

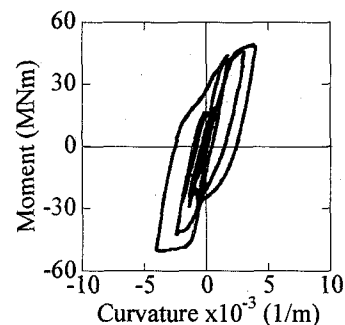
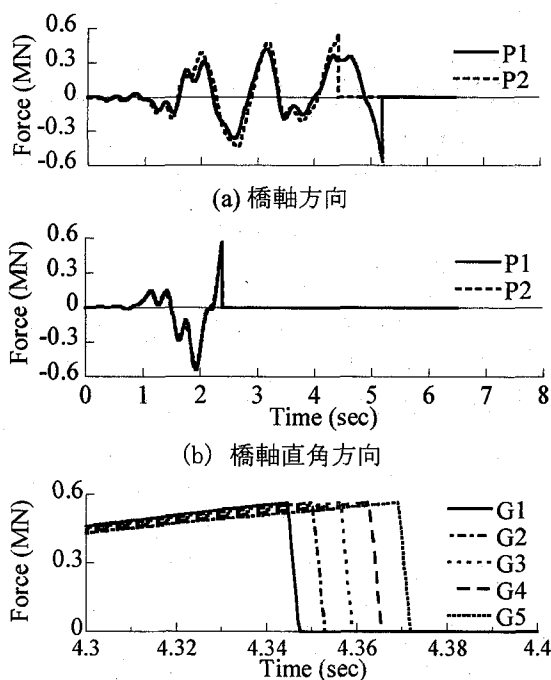


図-6 P2橋脚におけるモーメントと曲率の関係



(c) 橋軸方向における桁3のP2橋脚上の支承の逐次破壊

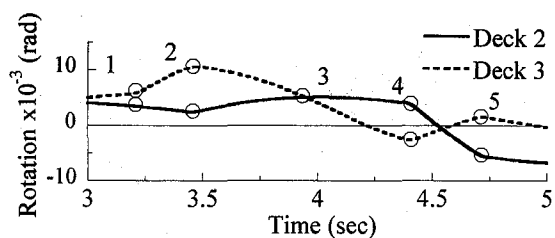
図-7 支承の応答

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。

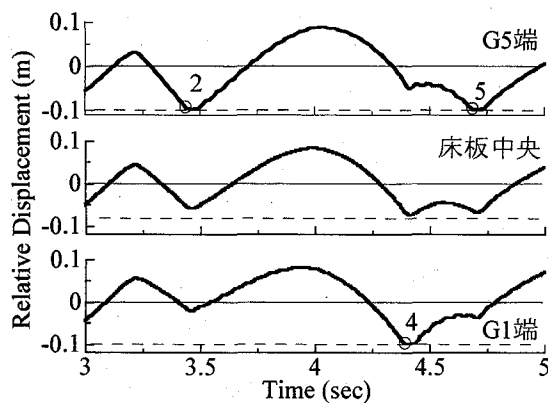
以上のような応答がどのようなメカニズムで生じていくかを、地震動の作用後、急速に応答が大きくなる3.0秒～5.0秒間について、図-8に示す桁の各部の応答や回転角の時刻歴と、図-9に示す桁2と桁3の動きに基づいて見てみよう。図-8、図-9にはいずれも時刻1～時刻8の応答が示されているが、これらは図-8と図-9で相互に対応させている。

図-8(b)及び(c)に示すように、時刻1では桁2、桁3とともに正側に変位しているが、桁3の方が桁2よりも応答速度が大きいので、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端で衝突する。衝突力は8.20MNと桁一連の重量の1.26倍に相当する。

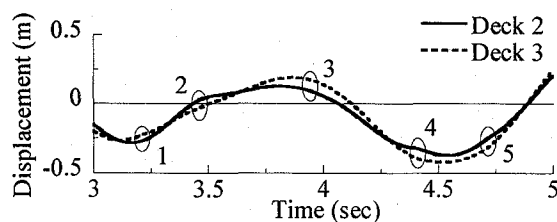
この結果、図-8(a)に示すように、桁2には反時計回りの、桁3には時計回りの回転が生じ、桁間の



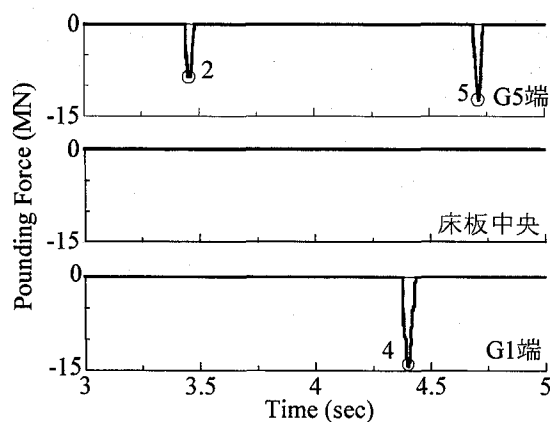
(a) 桁2と桁3の回転応答、 θ_2, θ_3



(b) 床板間の相対変位、 Δu_{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）

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14.1MN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。

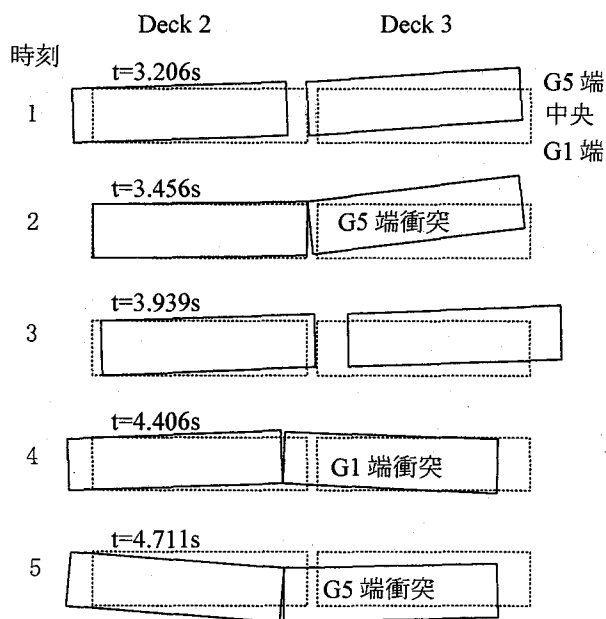


図-9 桁の応答（落橋防止構造がない場合）

このように、桁は回転応答もあるため、正面からではなく、床版の端で衝突する事が多い。桁間衝突が起これば、衝突が起これた点でリバウンドし、この点で桁間が離反する方向に桁の変位や回転角が変化するため、今度はこれとは反対側の床版の端で衝突が起これる。落橋防止構造が無い場合、後述する1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

桁2、桁3の橋軸方向の応答変位を示す。この場合にも、支承はすべて破断し、桁2は0.31m程度の残留変位にとどまるが、桁3には1.31mもの残留変位が生じる。

鋼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、図-13となる。図中で、対応する時刻1～9の応答を対比させている点は、図-8、図-9と同じである。図-12(a)によれば、

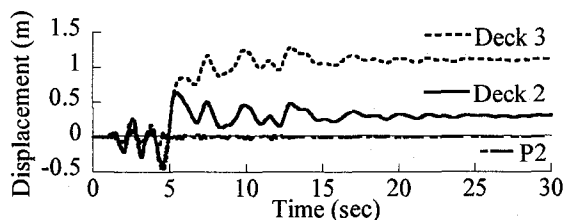
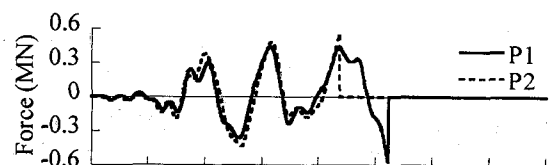
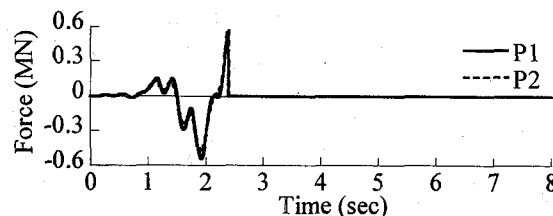


図-10 鋼板型落橋防止構造を取り付けた場合における桁と橋脚の応答変位



(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応答

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よりも橋軸方向の負側に大きく変位する結果、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（20mm）に達し、引張力が1.1MNに達した段階で破断する。その後、時刻3においてG3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変位するようになり、図-12(b)に示すように、桁2と桁3間の相対変位が縮まり始め、やがて桁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、11.2MN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ではいったん、桁2、桁3は正側に変位するが、やがて、負側に変位し始め、図-12(b)に示すように、時刻7において桁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、ここに4.18MN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、4.7MN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G2、G3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。

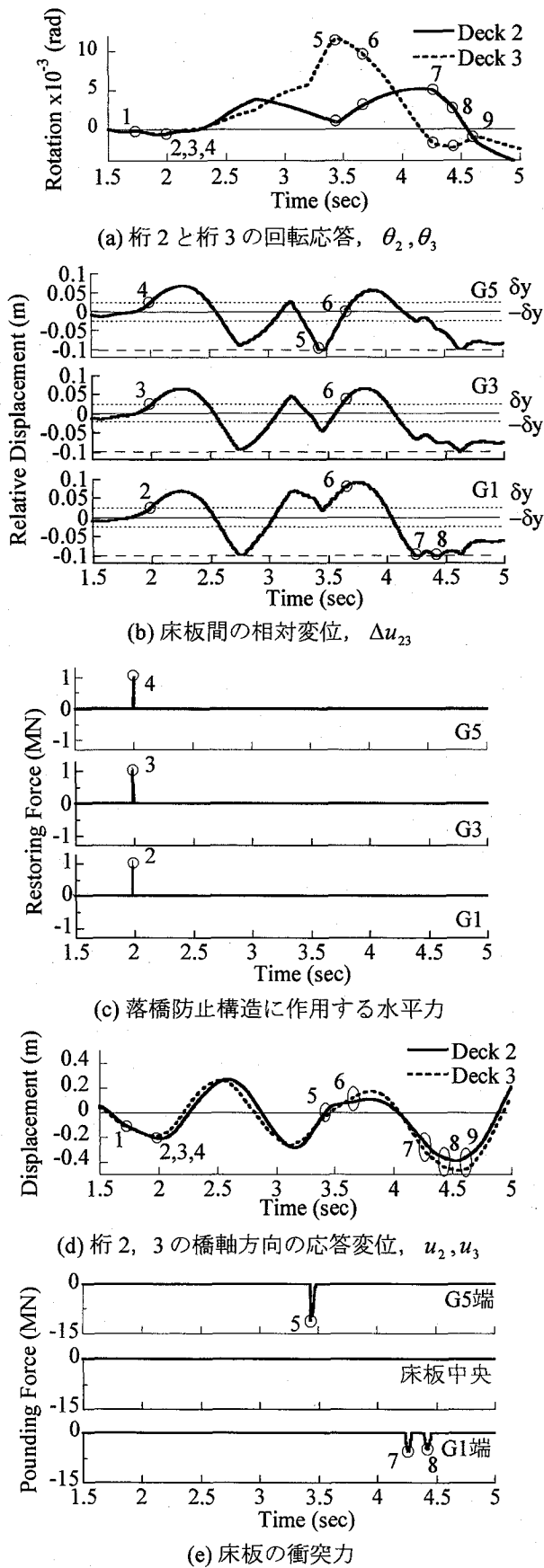


図-12 桁の応答
(鋼板型落橋防止構造を設けた場合)

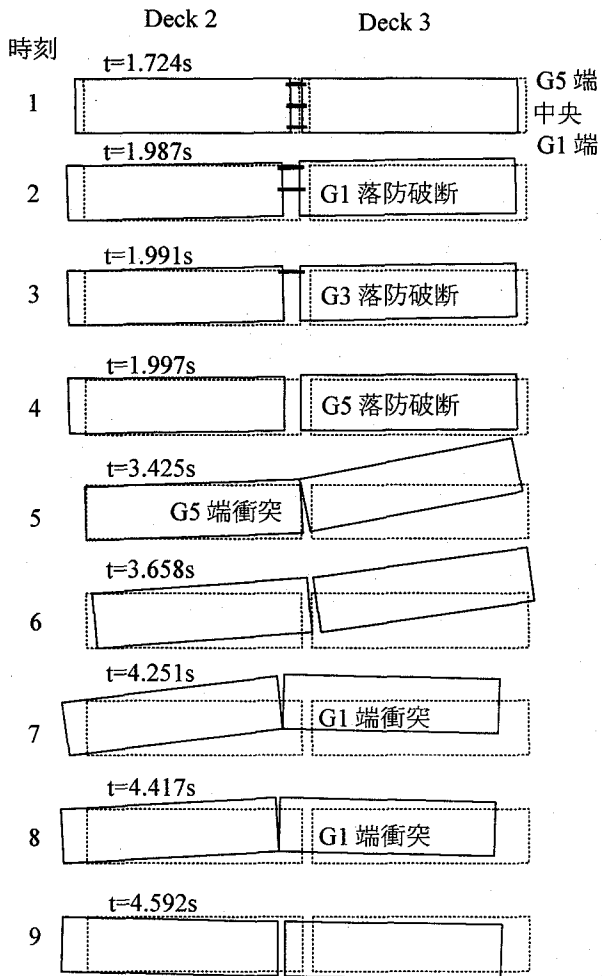


図-13 桁の応答
(鋼板型落橋防止構造を設けた場合)

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間に大きな衝突が生じる。

6. PC鋼棒型落橋防止構造を用いた場合

PC鋼棒型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-14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

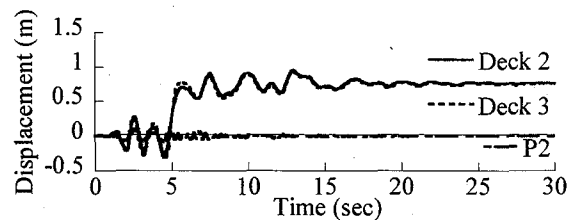
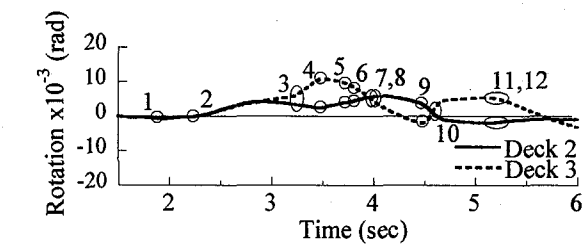
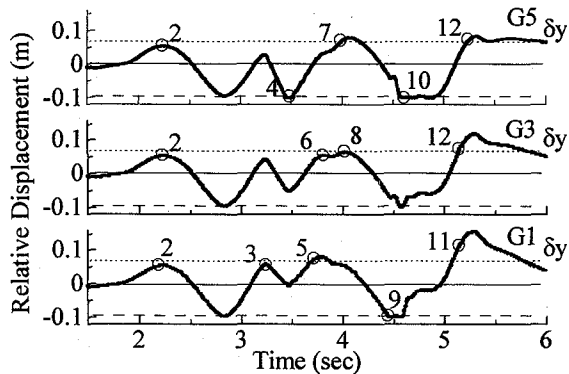


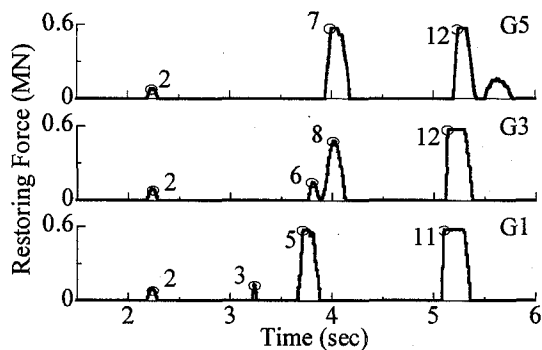
図-14 PCケーブル落橋防止構造を有する場合における桁と橋脚の応答変位



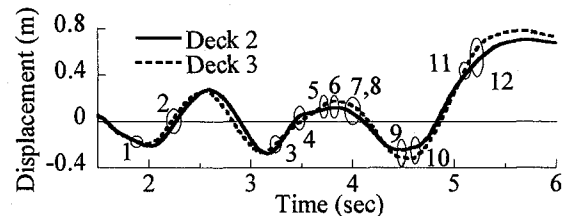
(a) 桁2と桁3の回転応答, θ_2, θ_3



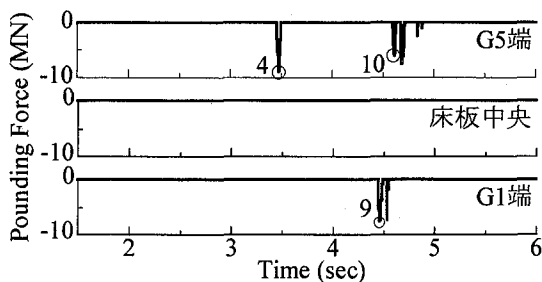
(b) 床板間の相対変位, Δu_{23}



(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-15 桁の応答

(PC 鋼棒型落橋防止構造を設けた場合)

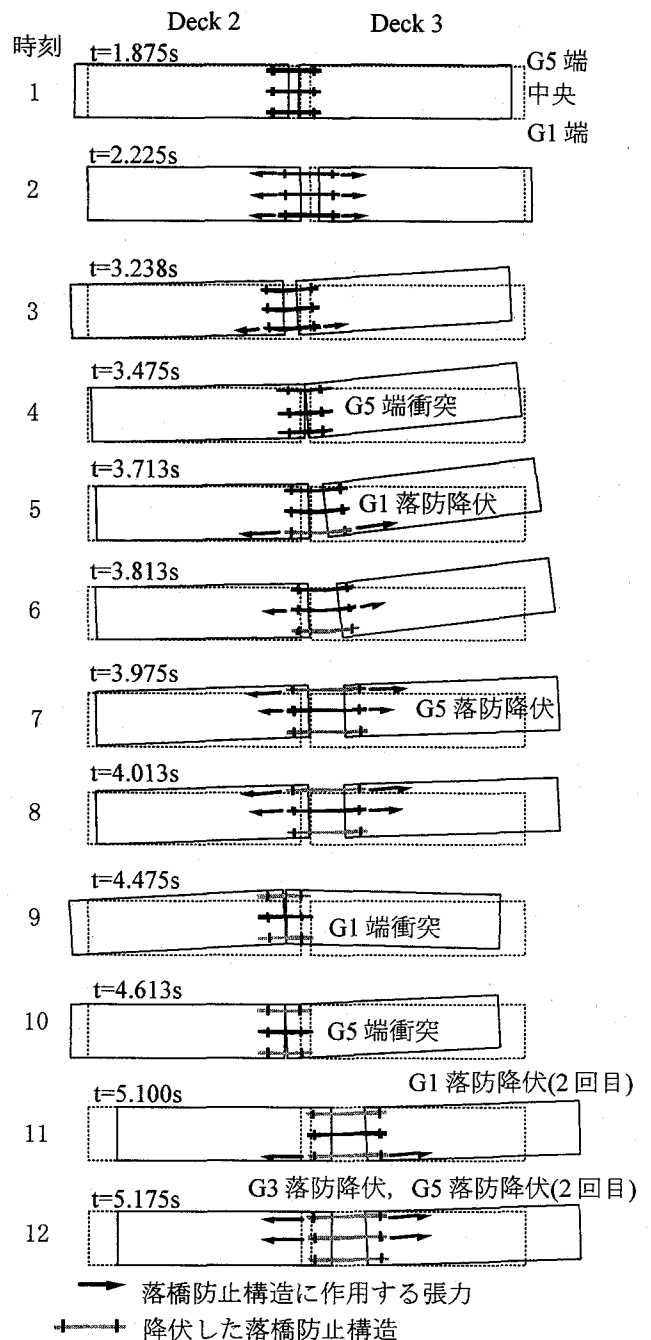


図-16 桁の応答

(PC 鋼棒型落橋防止構造を設けた場合)

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-15及び図-16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-15(d)に示すように、時刻1では、桁2と桁3はほぼ同速度で橋軸方向の負側に変位するが、時刻3では橋軸方向正側に反転し、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-15(c)に示すように、この段階では、引張力は0.09MN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-15(e)に示すように、9.0MN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ていないが、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の方が桁2よりも大きく反時計回りに回転するようになり、今度はG5主桁の落橋防止構造が降伏した。

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7.4MN、6.0MN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。

7. 結論

本研究では、支承から桁間衝突、落橋防止構造の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、桁の端部で生じやすい。桁間衝突が起こると、衝突が起こった点でリバウンドし、この点で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、微少な時間間隔をおいて逐次的に進展していく。
4. 以上のように、桁間の衝突は落橋防止構造の作用力に大きな影響を与える。

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 A.W. Taylor : 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、土木学会論文集報告書、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.