

鋼連続橋における落橋防止装置の地震時挙動 および地震荷重に関する解析的考察

崔 準祐¹・永原 稔之²・服部 匡洋³・馬越 一也⁴

¹正会員 九州大学大学院 助教 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 修士課程 建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:nagahara@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 (一財) 阪神高速道路技術センター 企画研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7)

E-mail:hattori_m@tech-center.or.jp

⁴正会員 (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)

E-mail:maghoshi@scan.co.jp

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、橋梁の上部構造が落下するという致命的な被害を防ぐことを目的に、既設橋梁に対しては落橋防止装置を設置することが増えてきている。落橋防止装置の設計の際には、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るが、現行の設計手法では落橋防止構造の設計地震力を極めてシンプルな方法に基づいて設定している。2011年に発生した東北太平洋沖地震では、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おり、落橋防止装置に対する現行の設計手法の妥当性について検討を行う必要があると考えられる。そこで本研究では、落橋防止装置の地震時挙動および設計地震力を精度よく評価することを目的とし、3径間鋼連続橋を対象に支承部のモデル化や落橋防止装置の設置角度をパラメータとした地震応答解析を行った。本解析により落橋防止装置の地震時挙動を分析するとともに現行の設計地震力と比較検討を行った。また、入力地震動を鉛直方向にも加震した検討を行い、落橋防止装置の地震時挙動や荷重において鉛直方向地震動による影響を分析した。

Key Words : *steel continuous bridge, unseating prevention system, earthquake loading*

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た。こうした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設置することが増えてきている。道路橋示方書V耐震設計編¹⁾によれば、落橋防止装置の設計の際には、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るとされている一方で、落橋防止構造の設計地震力を落橋防止構造を設置する支点の死荷重反力の1.5倍に相当する力を上限値とするという、極めてシンプルな方法に基づいて設計が行われている。

落橋防止装置の地震時挙動を精度良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必要であると考えられるが、その際、上部構造や下部構造のモデル化は勿論、支承部や落橋防止装置の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、支承部に対してシンプルに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、これまでいくつかの研究事例があるが^{2)~4)}、支承部や落橋防止装置のモデル化について詳細に検討した事例は少ない。また、近年発生した2011年の東北太平洋沖地震では、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なかったものの、落橋防止装置の取り付け部の損傷や落橋防止装置の

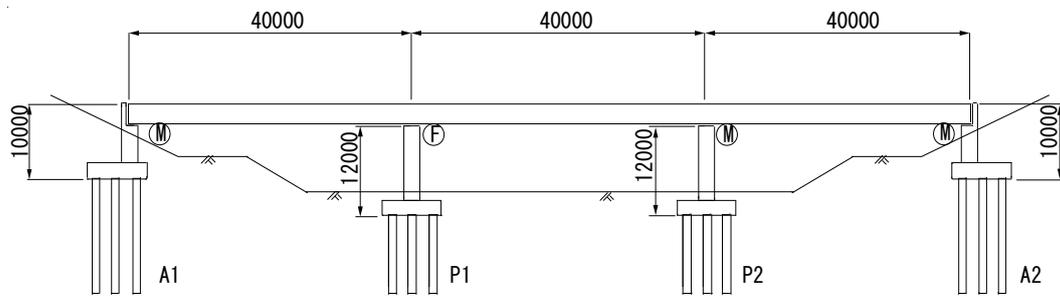


図-1 対象橋梁の一般図 (単位：mm)

表-1 橋梁の諸元

| | |
|------|-----------|
| 橋長 | 121.4m |
| 形式 | 3径間連続鋼鈹桁橋 |
| 支間 | 3*40.0m |
| 有効幅員 | 8.5m |
| 基礎形式 | 杭基礎 |

表-2 使用材料

| | | |
|------|--------|-------------------------------|
| 上部構造 | 鋼材 | SM490Y |
| 橋脚 | コンクリート | $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ |
| | 鉄筋 | SD345 |
| 基礎形式 | 杭基礎 | |

周辺部材が変状するなどの被害が発生しており⁵⁾、落橋防止装置の現行の設計手法の妥当性について詳しく検討を行う必要があると考えられる。

そこで、本研究では、落橋防止装置の地震時挙動および設計地震力を精度よく評価することを目的とし、鋼製支承を有する3径間鋼連続橋を対象に橋梁全体系の地震応答解析を行った。ここでは、支承部のモデル化や落橋防止装置の設置角度をパラメータとした検討を行い、落橋防止装置の地震時挙動を分析するとともに現行の設計地震力と比較検討を行った。また、入力地震動を鉛直方向にも加震した検討を行い、落橋防止装置の地震時挙動や荷重において鉛直方向地震動による影響を分析した。

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。図-2に示すように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、材料構成則は道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に基づいて設定した。支承部に対しては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾に基づいて表-3に示すような拘束条件を与えた。また、本研究では落橋防止装置の地震時挙動および設計荷重評価を

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、橋長121.4m(支間割：40m+40m+40m)、有効幅員8.5m、RC壁式橋脚を有する鋼3径間連続鈹桁橋である。本橋は平成14年道路橋示方書V耐震設計編⁶⁾に基づいて試設計を行っており、支承についてはレベル2地震動に対する耐力を有しないタイプAの鋼製支承とした。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2基ずつ設置することで、橋梁の耐震性能を満足するように耐震補強を行った。地盤はII種地盤である。

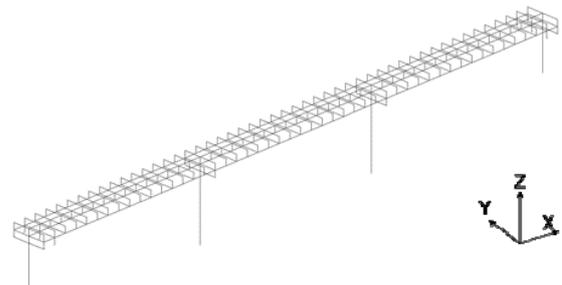


図-2 解析モデル

表-3 支承部の各方向の剛性

(単位：kN/m)

| 方向 | 可動支承 | 固定支承 |
|-------|----------|----------|
| 橋軸 | 1.00E-05 | 1.00E+07 |
| 橋直 | 1.00E+07 | 1.00E+07 |
| 鉛直 | 1.00E+07 | 1.00E+07 |
| 橋軸回り | 1.00E+07 | 1.00E+07 |
| 橋直軸回り | 1.00E-05 | 1.00E-05 |
| 鉛直軸回り | 1.00E+07 | 1.00E+07 |

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

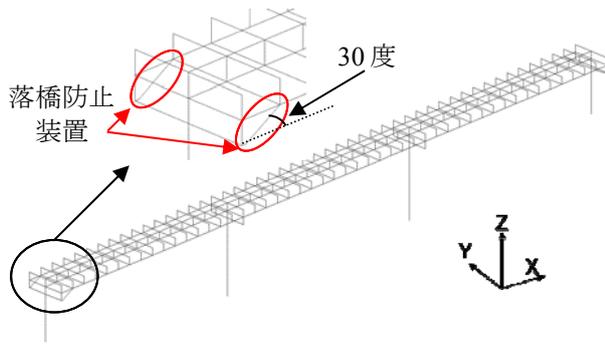


図-3 解析モデル図

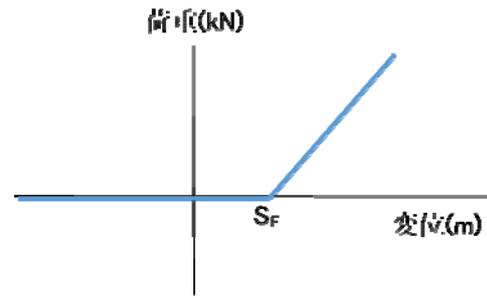


図-4 落橋防止装置の非線形特性

表-4 橋台上の支承部に生じた最大応答変形量の比較 (単位: m)

| | I-II-1 | I-II-2 | I-II-3 | II-II-1 | II-II-2 | II-II-3 |
|---------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| 最大応答変形量 | 0.22 | 0.21 | 0.17 | 0.32 | 0.24 | 0.29 |

精度よく予測するため、支承部および落橋防止装置に対し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、以下に示す。

(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-4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、固定支承や可動支承の破壊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を設けている。落橋防止装置の遊間については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編りに基づき、式(1)により設定した。落橋防止装置の遊間 S_F は、上部構造が落下する前に落橋防止装置が確実に作動する必要があるため、桁かかり長 S_E の75%の値を最大値としている。 C_F は、落橋防止装置の設計変数である。

$$S_F = C_F S_E = 0.75 S_E \quad (1)$$

桁かかり長は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編りに基づき、式(2)により算出する。ただし、この値が式(3)による桁かかり長の最小値を下回る場合は、桁かかり長は式(3)により算出する値以上とされている。

$$S_{ER} = u_R + u_G \quad (2)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 l \quad (3)$$

$$u_G = \varepsilon_G L \quad (4)$$

u_R : レベル2地震動により生じる支承部の最大応答変形量 (m)

u_G : 地震時の地盤ひずみによって生じる地盤相対変位 (m)

ε_G : 地震時地盤ひずみ (II種地盤の場合 0.00375)

u_R については、図-2に示す解析モデルを用い、地震応答解析を行い、橋台の支承部に生じる最大変位応答を求めた。この検討で用いた支承部のモデルには表-3に示す値を用いている。入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編のレベルII地震動タイプI、タイプIIの2種地盤波形6波を用い、橋軸方向に加震した。表-4に最大応答変形量の比較を示しており、 u_R は最大変位応答の0.32mとした。式(2)の u_G は、地震時の地盤ひずみによって生じる地盤相対変位(m)を表している。 ε_G は地震時地盤ひずみであり、地盤種別がII種に対して0.00375と決められている。 L は必要桁かかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離であり、ここでは支間長40mを用いた。これらの数値を式(4)に代入することで、 u_G は0.15mとなり、 S_{ER} は0.47mであった。これに対し、桁かかり長の最小値 S_{EM} については、支間長 $l=40m$ を代入すると0.9mとなる。必要桁かかり長より桁かかり長の最小値が大きくなったため、桁かかり長 S_E は0.9mとなり、 S_F は0.675m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どのような影響を与えるかについて調査することを検討内容の1つとしている。そこで、ここでは支承部の破壊を考慮できる非線形特性のモデル化を行った。対象橋梁に用いた固定支承と可動支承のモデル化について以下に述べる。

a) 固定支承のモデル化

固定支承については、固定支承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-5に固定支承の非線形特性、表-3に各方向の剛性を示す。レベル2地震動により支承部が破壊し、その後に落橋防止装置が作動するようにするため、固定支承がレベル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支承部の耐力を設定する必要がある。そこで、支承部に発生

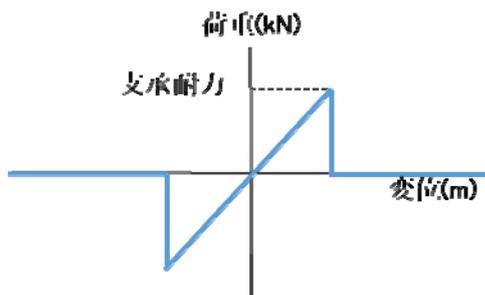


図-5 固定支承の非線形特性

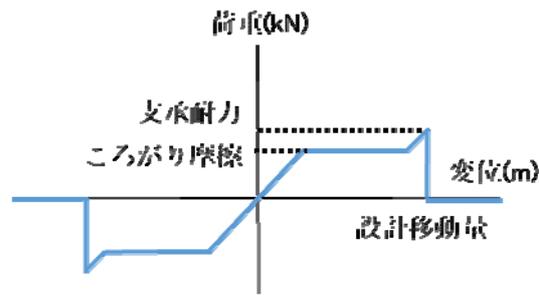


図-6 可動支承の非線形特性

表-5 P1橋脚上の支承部に生じた最大せん断力の比較 (単位:kN)

| 支承位置 | レベル1(Ⅱ種地盤) | I-II-1 | I-II-2 | I-II-3 | II-II-1 | II-II-2 | II-II-3 | レベル2(min) |
|------|------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|-----------|
| G1 | 1538 | 4132 | 4288 | 3717 | 4335 | 4321 | 4686 | 3113 |
| G2 | 1371 | 3184 | 3573 | 3113 | 3611 | 3605 | 3839 | |
| G3 | 1538 | 4133 | 4288 | 3717 | 4335 | 4321 | 4686 | |

表-6 各可動支承部の相対変位 (単位:m)

| | A1 | P2 | A2 |
|----|------|------|------|
| G1 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |
| G2 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |
| G3 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |

表-7 各可動支承部の設計移動量 (単位:m)

| | A1 | P2 | A2 |
|----|------|------|------|
| G1 | 0.07 | 0.07 | 0.07 |
| G2 | 0.07 | 0.07 | 0.07 |
| G3 | 0.07 | 0.07 | 0.07 |

する水平耐力を求めるため、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾のⅡ種地盤のレベル1地震動と(2)にて用いたレベル2地震動の6波を用いて地震応答解析を行った。その際用いた支承部のモデルは表-3に基づいている。この解析より得られた固定支承部の最大せん断力を表-5に示す。表-5からレベル1地震動では1538kN程度、レベル2地震動では3113kN程度の最大耐力が生じており、レベル1地震動で破壊せず、レベル2地震動で破壊するような固定支承部の水平耐力として、2500kNと設定することとした。

また、支承部破壊後の動摩擦力については、本来試験等に基づいて設定する必要があるが、これまでの検討事例では不明な点が多いため、ここでは0kNと仮定した。支承部破壊後の剛性は 1.0×10^4 kN/mとした。

b) 可動支承部のモデル化

可動支承部については、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ころがり摩擦が働かないモデルとした。図-6に可動支承部の非線形特性、表-3に各方向の剛性を示す。ころがり摩擦係数については、道路橋示方書Ⅱ共通編²⁾を参考に0.05とした。

設計移動量は、常時の移動量と地震時で想定される移動量のうちいずれか大きいほうの値を設計移動量とした。常時の移動量については、道路橋示方書・同解説Ⅱ共通編³⁾に基づき、式(5)より求めた。

$$\Delta L_e = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \quad (5)$$

ΔT は温度変化の範囲、 α は線膨張係数、 l は伸縮桁長であり、対象橋梁の場合 ΔL_e は0.024mとなった。

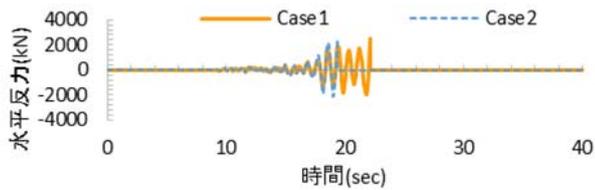
地震時で想定される移動量は、レベル1地震動が作用したときの支承部の位置における上部構造と下部構造との間の相対変位(m)と定義されており、b)にて行った解析と同様にレベル1地震動を用いて地震応答解析を行った。本解析により得られた各可動支承部の相対変位を表-6に示す。以上より、常時の移動量と地震時で想定される移動量を比較してみると、常時の移動量より地震時で想定される移動量が大きいたことがわかる。この結果より、各可動支承部の想定変位に遊間の余裕量0.015mを足した値を可動支承の設計移動量として設定した。各可動支承部の設計移動量を表-7に示す。

また、水平耐力は固定支承部に比べ十分に小さいと考え、固定支承部の支承耐力の0.1倍と仮定した。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。

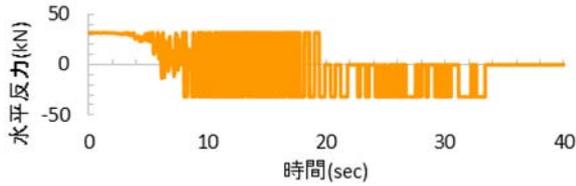
(4) 解析条件

解析条件として、入力地震動は道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾に示されている標準波を用い、Newmark β 法 ($\beta=0.25$)により数値積分を行った。減衰は要素別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・同解説V耐震設計編¹⁾を参考に、主桁を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。

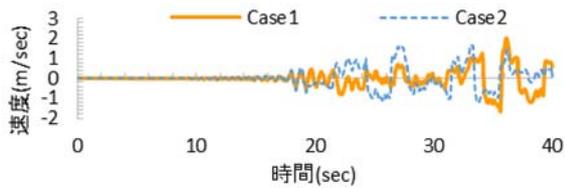
4. 支承部のモデル化による落橋防止装置の地震応答特性の変化



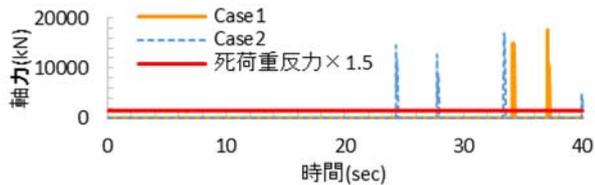
(a) 固定支承部の水平反力



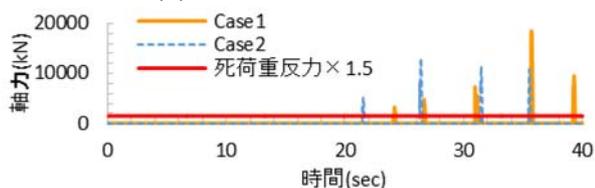
(b) 可動支承部 A1 の水平反力



(c) 上部構造の橋軸方向の速度

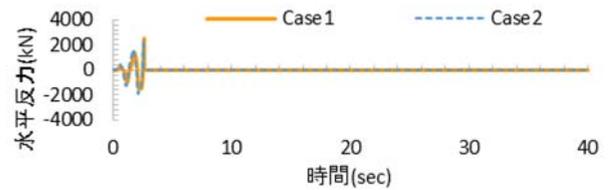


(d) 落橋防止装置 A1 の軸力

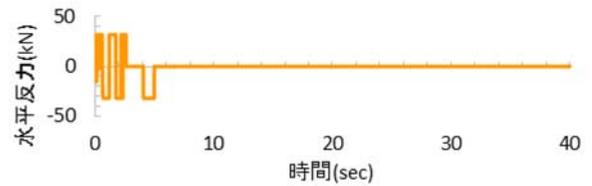


(e) 落橋防止装置 A2 の軸力

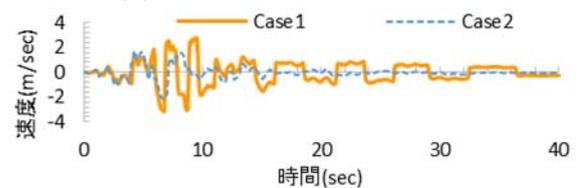
図-7 Case1 と Case2 の比較 (タイプ I-II-1)



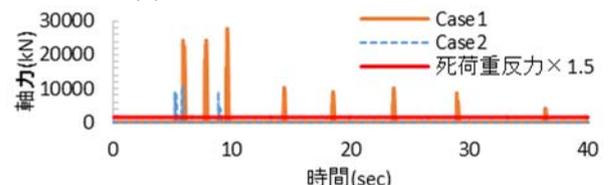
(a) 固定支承部の水平反力



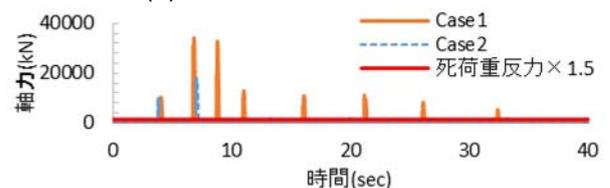
(b) 可動支承部 A1 の水平反力



(c) 上部構造の橋軸方向の速度



(d) 落橋防止装置 A1 の軸力



(e) 落橋防止装置 A2 の軸力

図-8 Case1 と Case2 の比較 (タイプ II-II-1)

ここでは、落橋防止装置が設置されているモデルに第3章で述べた固定支承部、可動支承部の非線形特性を考慮した。この場合に落橋防止装置がどのような地震特性を持つか確認し、固定支承部と可動支承部のモデル化の必要性について検討していく。

(1) 検討ケース

本節では、固定支承部と可動支承部ともに破壊を考慮したケースをCase1、可動支承部は道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に基づいてフリーの条件を与えて固定支承部のみ破壊を考慮したケースをCase2とし、可動支承部のモデル化による影響について検討を行った。本検討では、入力地震動の加震方向を橋軸方向としており、各ケースで道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾の標準波タイプ I-II-1、タイプ II-II-1の2波を用いることとした。また、落橋防止装置に発生する軸力と道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾に基づいた落橋防止装置の設計基準強度として橋

台にかかる死荷重反力に1.5倍した値である1456kNとの比較を行った。

(2) 解析結果とまとめ

a) タイプ I-II-1加震の場合

タイプ I-II-1加震時のCase1とCase2の比較を図-7に示す。図-7は、固定支承部(G1桁)の水平反力、Case1のA1橋台の可動支承部(G1桁)の水平反力、上部構造の橋軸方向の速度、A1及びA2橋台の落橋防止装置に作用する軸力を時刻歴応答で示したものである。まず、図-7(a)より、Case1ではCase2より固定支承部の破壊が遅く発生することがわかった。これは、Case1では可動支承部に対し初期のころがり摩擦やストッパーの耐力を考慮しており、可動支承部が地震力を分担していることが考えられる。また、可動支承部の挙動の違いにより、図-7(c)に示すように上部構造の速度応答も両ケースで異なる結果になったが、Case1では固定支承部が破壊してからも可

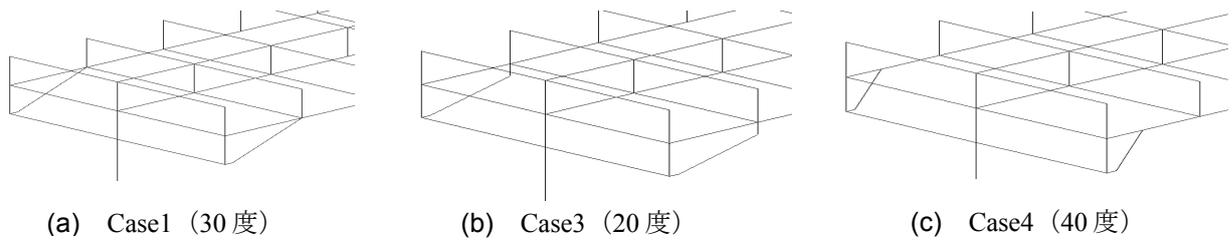


図-9 落橋防止装置の設置角度に関する検討ケース

動支承部の摩擦が働いているため、上部構造の橋軸方向の速度がそれほど大きくなっていないことがわかる。このため、図-7(d)、(e)に示すように落橋防止装置にかかる軸力が発生するのが遅くなるなど、落橋防止装置の地震時挙動や軸力に変化がみられた。

また、落橋防止装置に作用する最大軸力は、図-7(d)と(e)よりCase1では最大値が18499kN、Case2では最大値が17041kNとなり、落橋防止装置の設計地震力1456kNより大きな値を示す結果となった。本検討では、支承部破壊後の動摩擦を考慮していないため、落橋防止装置に作用する力が大きく評価されている可能性はあるが、設計値よりかなり大きい軸力が生じることがわかった。また、Case1とCase2の軸力の最大値を比較してみるとそれほど大きな変化はみられていない。

b) タイプII-II-1加震の場合

タイプII-II-1加震時のCase1とCase2の比較を図-8に示す。図-8(a)より、固定支承部の破壊については、タイプI加震時と異なって両ケースともにほぼ同時に発生している。また、Case1の可動支承部の挙動に着目してみると、タイプIに比べ早い段階で破壊しており、その後の上部構造の速度応答もCase1の方で大きくなる結果となっている。これにより、落橋防止装置に作用する軸力も図-8(d)と(e)より、最大値がCase1で34059kN、Case2で18843kNとなり、Case1で大きい軸力が発生することがわかった。これは、タイプII-II-1の地震動では、タイプI-II-1に比べ卓越加速度が早く現れるため、可動支承部が早く破壊し、その後の上部構造の地震時挙動も激しくなったことが原因と推察される。また、タイプIIの加震時においても落橋防止装置の設計地震力1456kNより大きな値を示す結果となった。

5. 各パラメータによる落橋防止装置の地震応答特性の変化

落橋防止装置は、桁の下部構造からの完全な逸脱に対するフィルセーフ機能を持つように規定されており、様々な条件の下でその安全性を検討しなければならない。橋梁の諸元や落橋防止装置の性能によって落橋防止装置の設置も多様化していると思われる。そこで本章では、落橋防止装置の設置角度の変化が落橋防止装置の地震時挙動および地震荷重にど

のような影響を及ぼすかについて検討を行った。また、落橋防止装置が斜め方向に設置される場合には鉛直地震動による影響も無視できないと考えられるため、鉛直地震動も同時に加震した検討も行った。

(1) 落橋防止装置の設置角度による検討

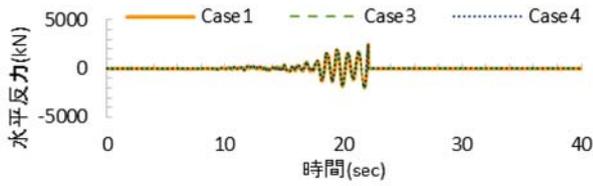
a) 解析ケース

本節で検討した落橋防止装置の設定ケースを図-9に示す。落橋防止装置の設置角度が30度であるCase1を基準とし、20度の場合をCase3、40度の場合をCase4とした。本検討では、入力地震動の加震方向を橋軸方向としており、各ケースにおいて道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾の標準波タイプI-II-1、タイプII-II-1の2波を用いることとした。

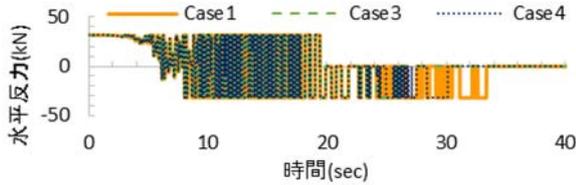
b) 解析結果

図-10と図-11に、Case1とCase3とCase4の固定支承部(G1桁)の水平反力、A1橋台の可動支承部(G1桁)の水平反力、上部構造の橋軸方向への速度、A1及びA2橋台の落橋防止装置の軸力をそれぞれ時刻歴で示す。各図の(a)より固定支承部の破壊については、タイプ□-□-1とタイプ□-□-1でも落橋防止装置の設置角度による影響はみられなかった。しかし、公定支承部の破壊後の可動支承部の破壊時間については、タイプI-II-1の場合、図-10(b)より20度の場合には26.21秒、30度の場合には33.38秒、40度の場合には30.11秒とケースごとに異なっていることがわかる。このため、上部構造の速度応答もケースごとに異なり、図-10(d)と(e)に示すように落橋防止装置が作動する時間や落橋防止装置に作用する荷重も異なる結果となった。落橋防止装置にかかる最大荷重は、Case1で18499kN、Case3で21044kN、Case4で22047kNである。一方、タイプ□-□-1の場合、落橋防止装置にかかる荷重は、図-11(d)と(e)よりCase1で34059kN、Case3で31448kNとあまり変化していないが、Case4では16399kNとなり、他の2つに比べて小さくなる結果となった。この原因として、まず可動支承部が破壊する時間が考えられるが、Case1では4.99秒、Case3では4.81秒、Case4では6.42秒で破壊しており、Case4は可動支承部の破壊までに少し時間がかかっていた。また、固定支承部の破壊が2.63秒であることから、Case4が他の2つのケースに比べて固定支承部の破壊と可動支承部の破壊の時間が離れており、可動支承部の破壊後に比較的地震動が弱くなっていたところで落橋防止装置が作用して

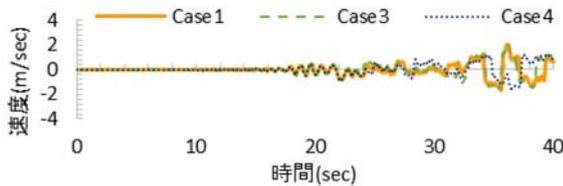
いたことが考え



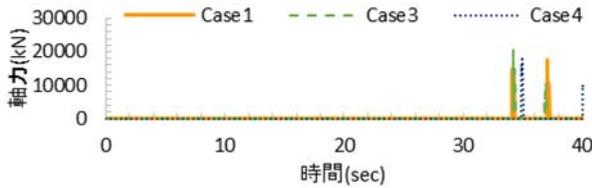
(a) 固定支承の水平反力



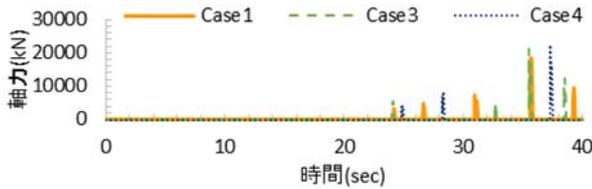
(b) 可動支承 A1 の水平反力



(c) 上部構造の橋軸方向への速度



(d) 落橋防止装置 A1 の軸力



(e) 落橋防止装置 A2 の軸力

図-10 Case1 と Case3 と Case4 の比較
(タイプ I-II-1)

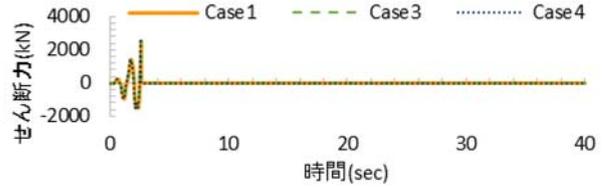
られる。

(2) 鉛直方向加震による影響

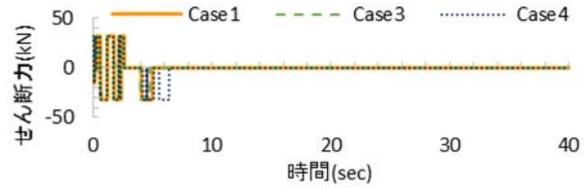
a) 検討ケース

本節の検討ケースとしては、Case1のモデルを対象に、入力地震動を橋軸方向に加震した場合をCase1、橋軸方向と鉛直方向に同時に加震した場合をCase5とした。入力地震動は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾の標準波タイプ I-II-1、タイプ

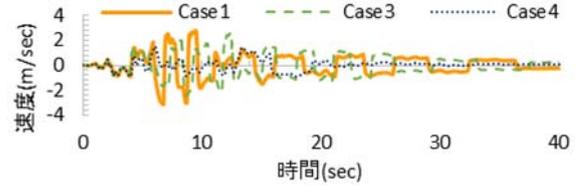
II-II-1の2波を用いることとし、鉛直波については



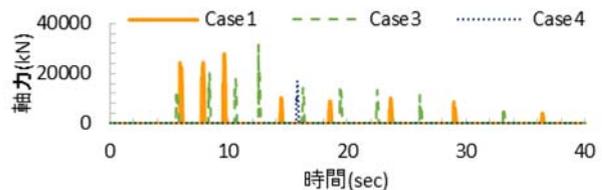
(a) 固定支承の水平反力



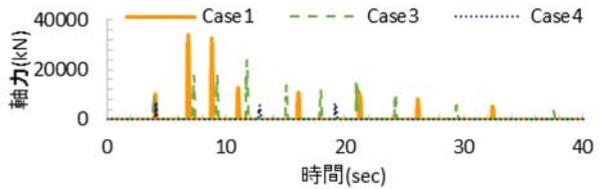
(b) 可動支承 A1 の水平反力



(c) 上部構造の橋軸方向への速度



(d) 落橋防止装置 A1 の軸力



(e) 落橋防止装置 A2 の軸力

図-11 Case1 と Case3 と Case4 の比較
(タイプ II-II-1)

過去の観測波形を参考に橋軸方向加震波形の加速度を0.5倍したものと仮定したものを用いた。

b) 解析結果

図-12と図-13にCase1とCase5の比較を示す。まず固定支承部の破壊については、両ケースともにほぼ同じ時期に破壊しているが、可動支承部部の破壊については、タイプ I 加震の場合Case5の方で早く破壊することがわかった。これは、図-12(d)に示すように鉛直方向加震によって上部構造の鉛直方向の速

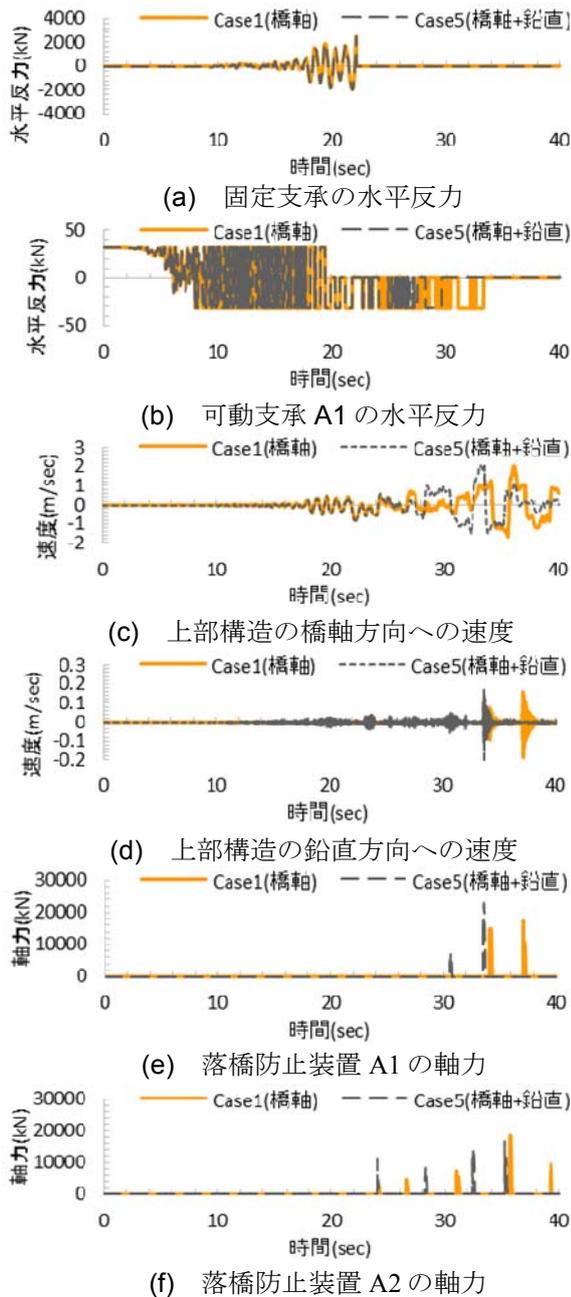


図-12 Case1 と Case5 の比較 (タイプ I - II -1)

度応答が大きくなったためと考えられる。これにより、図-12(e)と(f)に示すように落橋防止装置の挙動や最大荷重にも変化が見られ、Case1で18499kN、Case5で23507kNとの最大荷重が得られた。一方、タイプ II - II -1の場合は、固定支承部だけでなく図-13(b)に示すように可動支承部の破壊時間もほぼ同じとなっており、可動支承部の水平反力の波形も同じように発生していた。これより、タイプ II 加震の場合、橋軸方向の地震動だけで支承部が早い段階で破壊していることが推察される。しかし、可動支承部の破壊直後からは、Case5の上部構造の鉛直方向速度が大きくなっており、鉛直方向地震動による影響がみられた。落橋防止装置に作用する荷重については図-13(e)と(f)に示すようにCase1で34059kN、

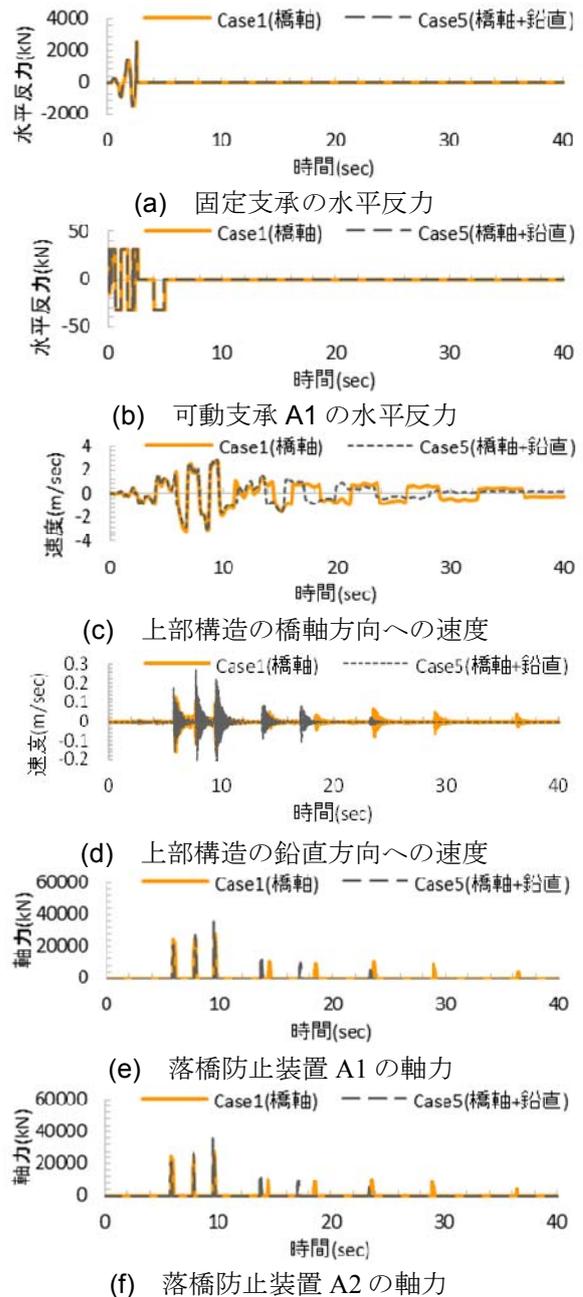


図-13 Case1 と Case5 の比較 (タイプ II - II -1)

Case5で384462kNとCase5の落橋防止装置にかかる軸力が大きくなっていることがわかった。

6. まとめ

本研究では、落橋防止装置の地震時挙動および設計地震力を精度よく評価することを目的とし、3径間鋼連続橋を対象に支承部のモデル化や落橋防止装置の設置角度をパラメータとした地震応答解析を行った。また、入力地震動を鉛直方向にも加震した検討を行い、落橋防止装置の地震時挙動や荷重において鉛直方向地震動による影響を分析した。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 支承部のモデル化による落橋防止装置の地震応答特性の変化

固定支承部と可動支承部ともに破壊を考慮したケースと、可動支承部の剛性にフリーの条件を与えて固定支承部のみ破壊を考慮したケースの地震応答解析を実施し、可動支承部のモデル化による影響について検討を行った。可動支承部の破壊を考慮したモデルでは、タイプⅠ、タイプⅡともに、固定支承部の破壊後に可動支承部が破壊しているが、それまでの上部構造の地震時挙動が可動支承部をフリーにモデル化した場合と大きく異なることが確認された。このため、落橋防止装置の地震時挙動や地震荷重においても支承部のモデル化による影響が表れており、支承部の破壊まで考慮したモデルで荷重値が大きくなることがわかった。また、本検討では支承部破壊後の動摩擦を考慮していないため、落橋防止装置に作用する力が大きく評価されている可能性はあるが、落橋防止装置には設計地震力より大きい軸力が生じることがわかった。

(2) 落橋防止装置の設置角度の違いによる影響

落橋防止装置の設置角度を20度、30度、40度に変化させた地震応答解析を行い、設置角度の変化により落橋防止装置の地震時応答がどのように変わるかについて調べた。その結果、固定支承部の破壊については、タイプⅠ、タイプⅡともに落橋防止装置の設置角度による影響は見られなかったが、設置角度による揺れ方の変化によって可動支承部が破壊する時間が異なる結果となり、落橋防止装置にかかる軸力が発生する時間が各ケースで異なることが確認された。落橋防止装置の設置角度と落橋防止装置に作用する地震荷重において相関性はみられていないが、落橋防止装置の設置角度の変化に伴い支承部の破壊時点や上部構造の速度応答が変化し、最終的に落橋防止装置に作用する荷重が変化することがわかった。

(3) 鉛直方向加震による影響

鉛直地震動としてタイプⅠとタイプⅡの水平標準波の加速度を0.5倍と仮定した波形を用いて地震応答解析を行い、鉛直方向加震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を行った。地震動

の特性により支承部の破壊時期が異なる結果であったが、タイプⅠ、タイプⅡともに、鉛直方向加震により上部構造の速度応答が上昇し、落橋防止装置にかかる軸力も大きくなる結果となった。今回のようなPCケーブル材の落橋防止装置を用いて斜め方向に設置する場合は、鉛直方向加震による検討も必要であると考えられる。

(4) おわりに

以上の検討より、今回のような落橋防止装置を設置した連続橋においては、固定支承部と可動支承部のモデル化や設置角度の変化、入力地震動の加震方法によって、落橋防止装置の地震時挙動や地震荷重が大きく変わる可能性があることがわかった。現行の設計手法では、こうした詳細な条件が含まれておらず、落橋防止装置の正確な地震時挙動を予測するには不十分なところがあると考えられる。今回は、支承破壊モデルや鉛直方向地震動の作成において、仮定要素が多かったが、今後こうした要素に対してさらなる検討を進めていく予定である。

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) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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小委員会最終報告書，2014.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 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) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編・共通編，2012.

ANALYTICAL INVESTIGATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF UNSEATING PREVENTION SYSTEM AND EARTHQUAKE LOADING ON STEEL CONTINUOUS BRIDGES

Joon-Ho CHOI, Toshiyuki NAGAHARA, Masahiro HATTORI and Kazuya MAGOSHI

Since 1995 Kobe Earthquake, unseating prevention system using PC cables was widely used to prevent falling down of super structure in great earthquakes. In order to evaluate precisely the seismic behavior and earthquake loading of unseating prevention systems, it is previously required to evaluate precisely the behaviors of bearing supports including

those after fracture of bearing supports. However, in general, the design load for the unseating prevention system is made by a simple method which 1.5 times the dead load of superstructure. In this study, to make sure the influence of the bearing supports modelings, inputting method of earthquake waves and angles of the unseating prevention system and superstructures on the seismic behaviors and responses of unseating prevention system.