

三次元動的解析を用いた曲線ラーメン高架橋に特徴的な地震応答の分析

武田 智信¹・長山 智則²・水谷 司³・藤野 陽三⁴

¹学生会員 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本7-3-1)
E-mail:takeda@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

²正会員 東京大学准教授 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail:nagayama@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

³正会員 東京大学助教 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail:mizutani@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

⁴フェロー 横浜国立大学客員教授 安心・安全の科学教育センター
(〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)
E-mail:fujino@ynu.ac.jp

曲線ラーメン高架橋は地震動の入力方向により応答が大きく異なる。そのため、設計では複数の方向から地震動を入力し、動的解析により耐震性能を評価している。しかし、入力ケースが限られており、最大応答を過小評価し、隣接桁との衝突など、想定外の応答が発生する可能性がある。さらに、上部工上の付属物の倒壊により交通機能が麻痺する恐れがある。

本研究では、曲線橋の地震時の入力方向依存性、隣接桁との衝突の影響、付属物の安全性を検討することを目的とした。まず、典型的な曲線ラーメン高架橋である大橋ジャンクションを対象として計測に基づいて動的挙動を精緻に再現できる三次元モデルを構築する。その後、地震動の入力方向依存性、隣接桁との衝突の影響、および局所的な応答の変化が上部工上の付属物の損傷状態に与える影響を検討した。

Key Words : *curved bridge, nonlinear dynamic response analysis, input direction, pounding, attachment*

1. はじめに

我が国では、首都圏を中心に曲線ラーメン高架橋が都市内の重要な高速ネットワークとして用いられている。これらが地震により倒壊した場合はもちろん、落橋にまで至らずとも交通機能に支障が出れば甚大な経済的損失が生じることが予想される。過去の地震についても多くの被害が報告されており、このような被害を防ぐためにもその応答を把握することが必要である。

しかし、曲線橋は直線橋に比べて地震時の応答が複雑であり、その挙動は明らかになっていない。現在の設計では詳細設計において動的解析によって地震動を複数の方向から入力して最大応答変位を求め、その変位量をもとに隣接桁との遊間などを決定している。しかし、入力ケースについて明確な規定はなく、実際の設計においても入力方向の数や入力範囲が限られている場合がある。そのため、最大応答変位を過小評価し、隣接桁との衝突

のような設計時には想定していない応答が発生する恐れがある。

また、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では東北新幹線の電化柱の倒壊により交通機能に支障が出たことから道路橋においても主構造物だけでなく、照明柱や標識柱などの上部工上の付属物の耐震性の関心が高まっている。曲線橋では線形の複雑さから上部工上の周波数応答が局所的に変動することが予想されるため、設置位置の違いが付属物の応答に大きな影響を及ぼすことが考えられる。しかし、現状では地震荷重を上回る風荷重が付属物に作用すると考えられており、局所的な応答の変化による地震荷重の影響について考慮されていない^{1,2)}。

入力方向の依存性に関する研究として、池内ら³⁾はコヒーレンス関数を用いて曲線橋の最大応答を示すような地震動の入力方向の推定手法を提案している。しかし、この手法では簡易的に最大応答を示す地震動の入力方向を推定することができるが、非線形挙動を示す大地震時

には評価できないという問題がある。

また、橋梁の隣接桁との衝突が及ぼす影響に関する研究については矢部ら⁴⁾および田崎ら⁵⁾によって衝突ばねを用いて衝突現象をモデル化した解析的な検討が行われている。またZhuら⁶⁾は直線橋や斜橋を対象に三次元的な衝突をモデル化し、数値シミュレーションと実験により衝突現象の精緻な再現を行っている。しかし、曲線橋における隣接桁との衝突の検討はほとんど行われておらず、曲線橋における衝突の影響は明らかになっていない。

上部工上の付属物の耐震安全性については、西口ら⁷⁾が1自由度系にモデル化した橋梁の応答を1自由度系にモデル化した付属物に入力するという2段階の線形解析により地震荷重を算出し、現状の付属物の設計で用いられている風荷重との比較を行うことで付属物の耐震安全性について検討している。この研究では、付属物の固有振動数と橋梁の固有振動数が一致した場合には付属物に作用する地震荷重が設計風荷重を大きく上回ることを示している。しかし、実際には付属物の損傷はアンカーボルトの破断など基部に集中し、非線形性を示すため、1自由度系の線形解析では実際の挙動を再現できない。

以上のことから、本研究では地震時の入力方向を詳細に変化させることで、曲線橋における挙動の入力方向依存性を明らかにする。さらに、衝突を考慮した地震応答解析により曲線ラーメン高架橋における衝突の影響、およびこれまで風荷重が地震荷重を上回ると考えられて設計されてきた上部工上の付属物の耐震安全性について評価を行うことを目的とする。

2. 実計測に基づくモデルの構築

曲線橋の地震応答解析を行うにあたり、曲線橋の振動特性を把握するとともに、実計測に基づいたモデルの構築を行う。特に、壁高欄や遮音壁など、質量の大きな付属構造物が振動特性に与える影響について考察する。本研究では、対象橋梁を大橋ジャンクションのB1連絡橋およびD1連絡橋に設定した。

(1) 対象橋梁の概要

本研究では2010年に開通した大橋ジャンクションのB連絡路第1橋(以下B1橋)およびD連絡路第1橋(以下D1橋)を対象橋梁とした(図-1)。4径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋(B1橋)と3径間連続鋼床版箱桁橋(D1橋)の2つの形式の橋梁が2層立体ラーメン構造で一体となっており、橋長はB1橋で226.464m、D1橋で132.415mとなっている。また、曲率半径はB1橋で43.0m、D1橋で48.0mとなっている。

(2) 振動計測

曲線ラーメン高架橋の動的特性を把握するため、荷重

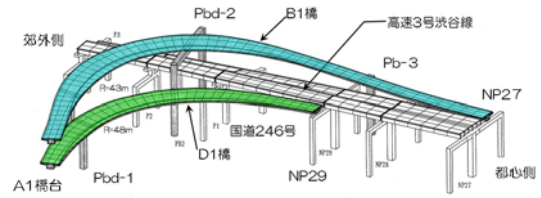
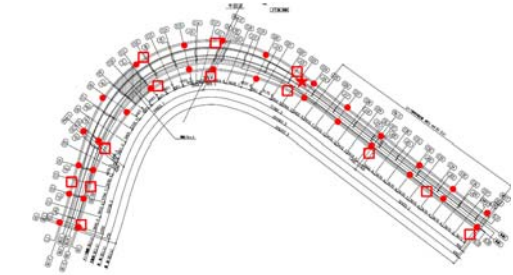
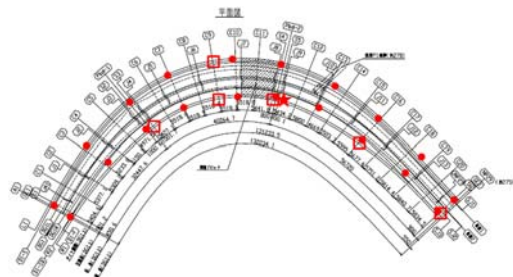


図-1 対象橋梁の鳥瞰図⁸⁾

- 無線センサ
- 有線センサ
- ★ 基地局

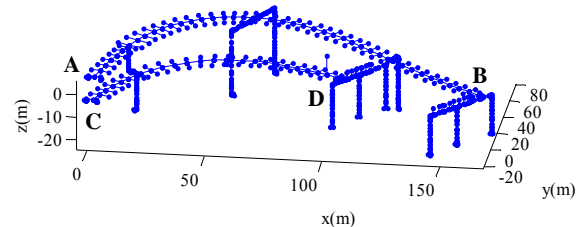


(a) B1橋

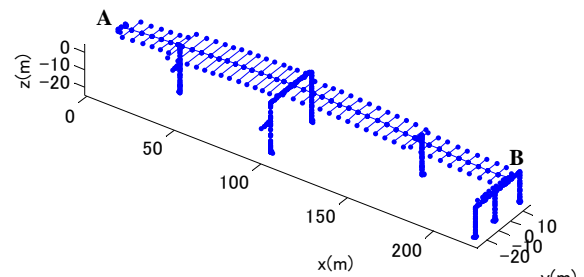


(b) D1橋

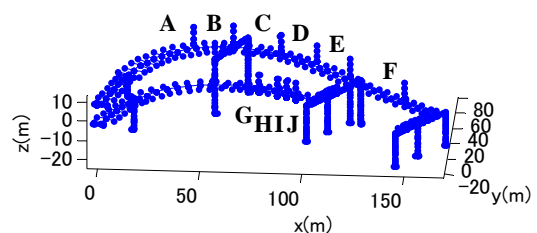
図-2 計測機器の配置図



(a) 曲線橋モデル



(b) 直線橋モデル



(c) 橋梁-付属物一体モデル

図-3 解析モデル

車による交通振動の計測を行った。計測で用いた加速度計は東京測振加速度計CV373，リオン社のLS-40C，MEMSIC社のImote2の3種類を使用した。CV373は3軸，LS-40Cは1軸のサーボ型加有線速度計あり，Imote2はMEMS型の無線加速度計である。計測機器の配置図を図-2に示す。

有線センサーはサンプリング周波数を 200Hz，無線センサーではサンプリング周波数を 50Hz とし，有線センサーでは 10 分間の計測を 22 回，無線センサーでは 6 分間の計測を 5 回行っている。無線センサー同士および有線センサー同士で同期計測を行っている。

(2) 解析モデル

解析モデルを図-3 に示す。解析モデルは実施設計に用いられた諸条件を参考に構築している(図-3(a))。また，後述するねじれの影響が少ないと考えられる直線橋との比較のために B1 橋の橋長を維持しながら形状を直線に

変化させることで直線橋モデル(図-3(b))を，上部工上の付属物の影響を検討するために橋梁-付属物一体モデル(図-3 (c))を構築した。桁を線形梁要素でモデル化し，橋脚をコンクリート充填部分をバイリニア，コンクリート未充填部をトリリニアでモデル化している。なお，後述する衝突現象を再現するため，衝突が考慮可能な三次元骨組み構造動的的非線形解析プログラムを構築して解析を行った⁹⁾。

(3) 計測結果との比較によるモデルの妥当性の検証

解析モデルに対して固有値解析を行い，固有振動数とモード形状を算出した。固有値解析から得られた D1 橋でのモード形状と無線計測および有線計測により得られたモード形状の比較を図-4 に示す。モード形状は計測結果から得られた鉛直方向成分のモードベクトルの最大値を 1 として正規化している。振動計測との比較には，複数回の計測データから安定して同定されたモードと比較

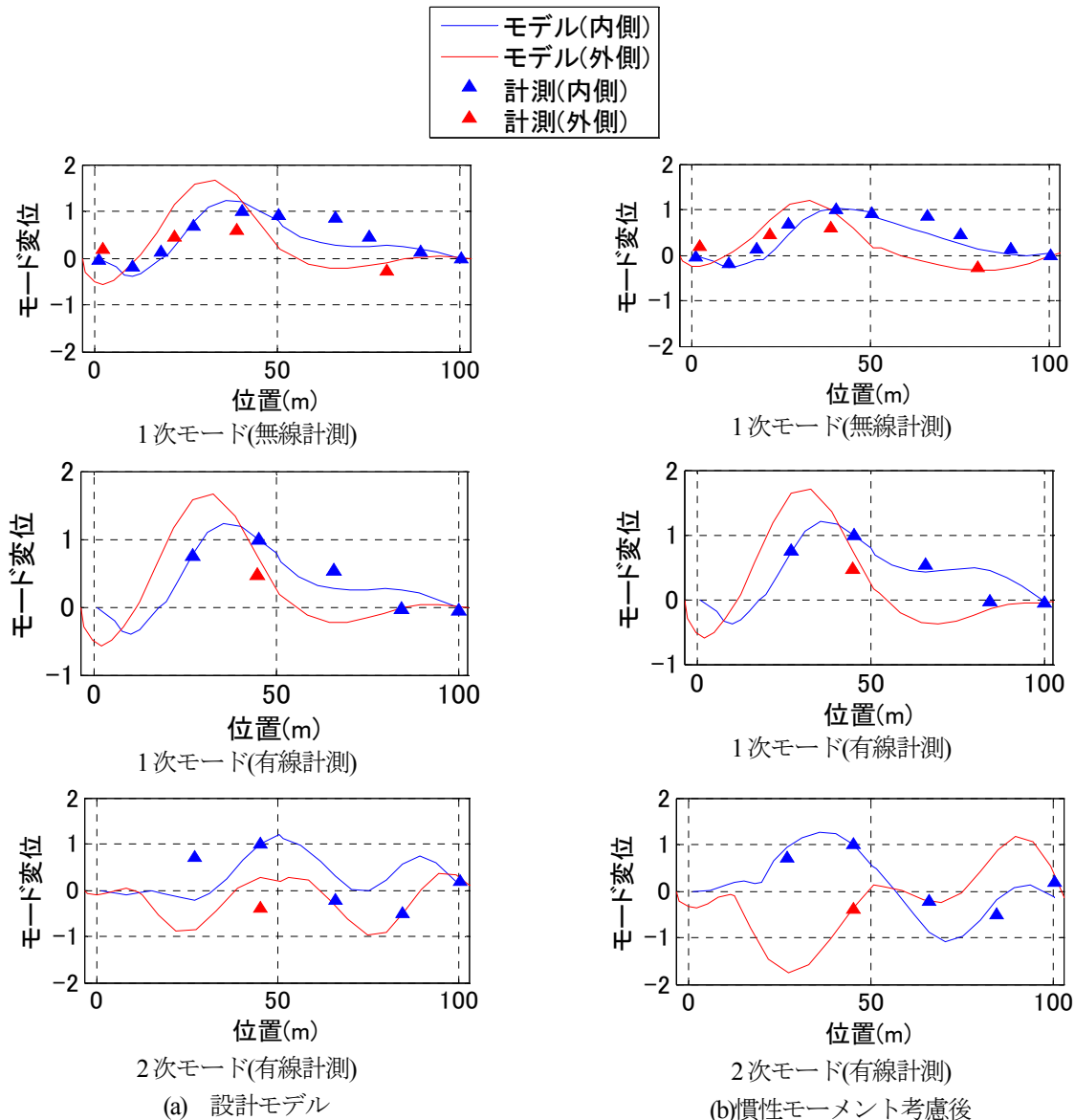


図4 計測とのモード形状の比較(D1 橋)

表-1 計測結果と理論値の比較
(a) 慣性モーメント考慮前(設計モデル)

| | 計測 | | 理論値 | | 振動数比 | MAC |
|------|----|----------|-----|----------|------|------|
| | 次数 | 振動数 [Hz] | 次数 | 振動数 [Hz] | | |
| 無線計測 | 1 | 3.41 | 20 | 3.12 | 0.92 | 0.39 |
| 有線計測 | 1 | 3.43 | 20 | 3.12 | 0.91 | 0.70 |
| | 2 | 6.00 | 42 | 7.39 | 1.23 | 0.05 |

(b) 慣性モーメント考慮後

| | 計測 | | 理論値 | | 振動数比 | MAC |
|------|----|----------|-----|----------|------|------|
| | 次数 | 振動数 [Hz] | 次数 | 振動数 [Hz] | | |
| 無線計測 | 1 | 3.41 | 20 | 3.07 | 0.90 | 0.54 |
| 有線計測 | 1 | 3.43 | 20 | 3.07 | 0.90 | 0.77 |
| | 2 | 6.00 | 42 | 6.05 | 1.01 | 0.66 |

を行っている。有線計測では1次モードと2次モードが安定して同定された。無線計測では1次モードは安定して同定されたが、センサーの精度の制約上、高次モードの微小な応答を捉えることができなかったため、2次モードを同定することはできなかった。そのため、ここでは無線計測では1次モードのみ、有線計測は1次モードと2次モードでそれぞれ比較を行っている。振動計測によるモード同定には NEX T-ERA^{11,12)}を用いている。計測のモード解析結果と設計モデルの固有値解析結果から得られた振動数、振動数比と MAC を比較したものを表-1(a)に示す。

まず、無線計測で求められたモード形状と設計モデルでのモード形状を比較する。1次モードは振動数比が0.9以上と比較的一致しており、モード振幅の傾向も比較的一致している。また、有線計測で求められたモード形状と設計モデルのモード形状を比較すると、1次モードの振動数比は無線計測と同程度である。MAC 値は無線計測よりも高い値を示しているが、これは同定で用いた NEX T-ERA の仮定である定常性、ランダム性が解析に用いた波形において必ずしも成り立たないこと、無線計測の精度が有線計測に比べて低いことが原因と考えられる。また、図-4(a)の2次モードではモード形状が大きくずれており、振動数比や MAC 値の観点からも設計モデルでは計測で得られた2次モードを再現できていない。本研究の対象橋梁は、壁高欄や遮音壁が桁重量に比べて無視できない重量を持っており、実際には慣性モーメントが作用すると考えられるが、設計モデルではこれらの質量を桁の重心位置に集約しているため、慣性モーメントの影響が考慮されていない。図-4(a)の計測で同定された2次モードのモード形状をみると、計測で得られた内側と外側におけるモード振幅の差から橋軸回りにねじれが生じていることが分かる。そのため、このような複

雑な構造の橋梁の実挙動をモデルで再現するには橋軸回りのねじれを正確に再現する必要があるといえる。

本研究では、壁高欄と遮音壁の遮音壁によって生じる慣性モーメントがねじれに大きな影響を与えると考え、これらの重量を桁両側に分配することで、壁高欄と遮音壁による慣性モーメントを再現したモデルの構築を行った¹⁵⁾。慣性モーメントを考慮後におけるモード形状を図-4(b)に、計測のモード解析結果とモデルの固有値解析結果から得られた振動数、振動数比、MAC の比較を表-1(b)に示す。表-1(b)から、1次モードでは有線計測、無線計測ともに慣性モーメント考慮前に比べて MAC が上昇しており、モード形状の再現性が向上しているといえる。また、図-4(b)の2次モードをみると、設計モデルでは再現することのできなかつたねじれモードが再現できており、表-1(b)の振動数比、MAC の観点からも比較的良好一致している。そのため、壁高欄や遮音壁による慣性モーメントを考慮することにより、設計モデルに比べてモデルが実挙動をより正確に再現することができたといえる。

3. 地震応答解析

(1) 地震動の入力方向依存性の検討

地震動の入力方向 θ を図-5のように0度から360度まで11.25度間隔で入力させて地震応答解析を行い、合計32ケースに対して桁端部の最大応答変位と遊間量との比較を行った。なお、設計時には入力範囲は0度から135度、入力間隔は45度であるため、本研究では、設計時の入力範囲を2倍、入力間隔を1/4倍にして検討を行っている。入力地震動には道路橋示方書¹⁰⁾で規定されている標準加速度波形(II-II-1)をNS成分、標準加速度波形(II-II-2)をEW成

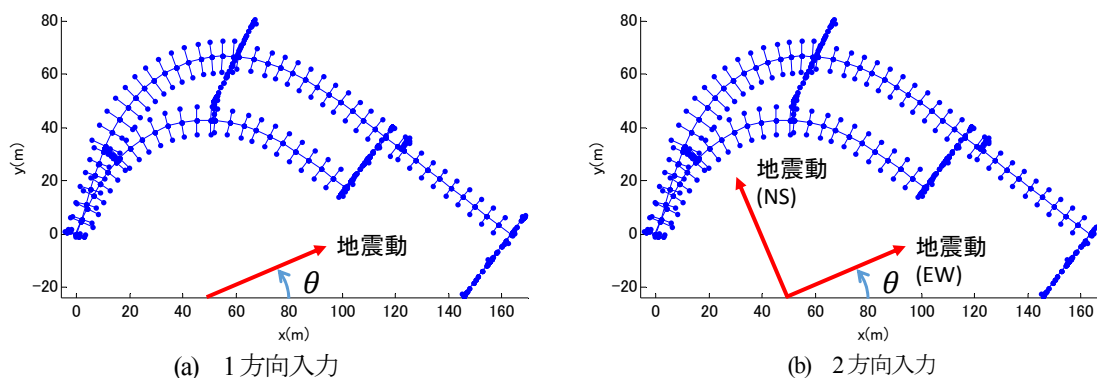


図-5 入力方向の定義

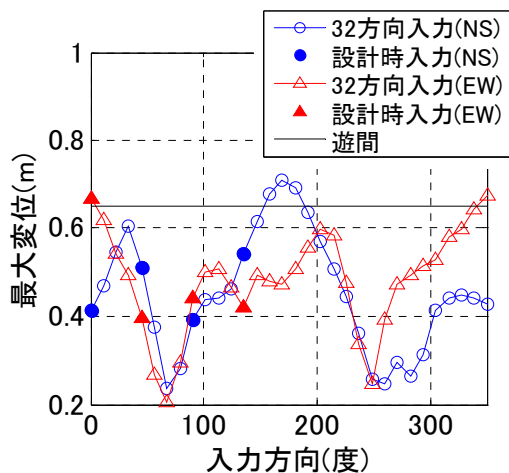


図-6 桁端部の最大応答の入力方向依存性 (D端)

表-2 入力地震動の正負を反転させた場合の変位応答と変化率

| | 0° ~180°[cm] | 180° ~360° [cm] | 変化率[%] |
|----------|-----------------|-----------------------|--------|
| 直線橋 (A端) | 0.5562 | 0.5562 | 0.0 |
| 曲線橋 (A端) | 0.7102 | 0.5987 | 15.7 |
| 直線橋 (B端) | 0.5201 | 0.5201 | 0.0 |
| 曲線橋 (B端) | 0.5912 | 0.5071 | 14.2 |

分として用いた。1方向入力時にはそれぞれの成分を別々に入力し、2方向入力時には2つの成分を同時に入力している。

2方向入力時には、1方向入力時に比べて大きな地震動を入力していることになるが、本研究では応答の絶対値ではなく、対象とした直線橋と曲線橋における1方向入力時と2方向入力時の応答の変化を比較するため、この入力方法を用いている。

図-6に入力方向ごとの端部Dにおける遊間が狭まる方向の最大応答変位を示す。図-6で0度~178.75度までの最大応答変位と180度~348.75度までの最大応答変位を比べると、入力方向による最大応答変位は大きく異なっていることが分かる。地震動の入力方向を反転させた場合の変位応答の変化率を直線橋と曲線橋で比較したものを表-2に示す。直線橋では最大応答はほとんど変化しないが、曲線橋では約15%程度の変化が生じている。このことから、地震動の入力方向を反転が、桁端部における最大応答変位に影響を及ぼすことが分かる。さらに、図-6の最大応答を示す入力方向と最大変位に着目すると、設計時の45度間隔で入力された場合では、NS成分入力時に135度で約50cm、EW入力時には0度で約65cmの変位が生じているが、設計時の1/4の間隔で入力した場合、NS成分入力時には168.75度で約70cm、EW成分入力時には

348.75度で約66cmの変位が生じている。どちらの最大変位も設計時の入力範囲外で生じており、設計時の入力ケースでは最大応答変位を正確にとらえられておらず、応答を過小評価していることが分かる。さらに、入力方向によっては遊間量を上回る最大応答変位が生じており、隣接桁との衝突が発生することが明らかになった。

次に、全ての入力ケースにおける場所ごとの最大加速度を求め、直線橋と比較することにより曲線橋と直線橋における応答の入力方向依存性の検討を行った。図-7に各入力方向における場所ごとの橋軸方向の最大加速度の分布を示す。図-7より、直線橋では橋軸方向の最大応答は入力方向に依存し、場所の影響は少ないといえる。一方、曲線橋では、最大応答が入力方向、場所に大きく依存していることが分かる。

さらに、1方向入力時における最大加速度応答に対する2方向入力時における最大加速度応答の比率 r を式(1)により算出することで、直線橋と曲線橋の入力成分が最大応答に及ぼす影響を比較した。

$$r = \frac{\max(\ddot{u}_2(\theta, x))}{\max(\ddot{u}_1(\theta, x))} \quad (1)$$

ここで、 \ddot{u}_1 は2方向入力時の最大加速度、 \ddot{u}_1 は1方向入力時の最大加速度、 θ は入力方向、 x は橋軸位置である。

直線橋、B1橋、D1橋における r 値の比較を図

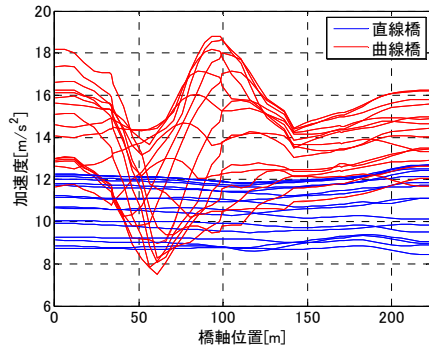


図-7 直線橋と曲線橋の入力方向・位置の依存性の比較

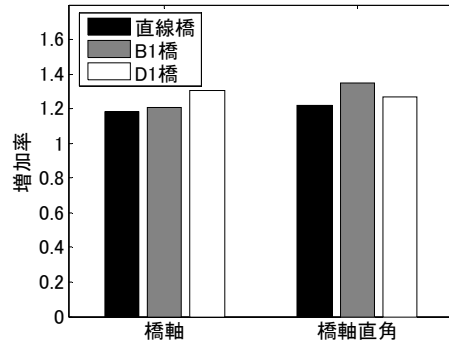


図-8 2方向入力時の応答の増加率

8に示す。図-8より、橋軸方向、橋軸直角方向ともに曲線橋の方が直線橋に比べて1方向入力に対する2方向入力の最大応答の比率が高い値を示しており、対象とした曲線橋では直線橋に比べて2方向入力時の1方向入力時に対する応答増加率がより大きいといえる。

(2) 衝突を考慮した地震応答解析

前節より、対象橋梁では入力方向によっては隣接桁との衝突が発生することを示した。そこで、式(2)に示す剛性を持つ線形の衝突ばねを導入することにより、隣接桁との衝突を考慮した地震応答解析を行った。

$$k_I = \begin{cases} \tilde{k}_I & (\Delta u < -u_G) \\ 0 & (\Delta u \geq -u_G) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 k_I は衝突ばねの剛性であり、 Δu は桁端部の変位、 u_G は遊間である。 Δu は桁間が開く方向を正と定義している。 u_G は図面から求めた遊間量を用いている。衝突ばねにおける \tilde{k}_I の値は、既往の研究^{13) 14)}で衝突ばねに隣接する梁要素の軸方向剛性と同程度の値とすることで衝突現象をモデル化する上で最も適切な結果を与えていることから、本研究では隣接する梁要素の軸方向剛性を衝突ばねのばね定数に採用している。本研究で用いた衝突ばねの剛性を表-3に示す。

本研究の対象橋梁では40~70cmと比較的広い遊間がとられているが、古い橋梁では、遊間が十分に取られておらず、衝突が発生しやすくなると考えられる。そこで、設計値を基準に遊間を1倍、1/2倍、1/3倍、および衝突を考慮しない場合の4ケースに対して衝突を考慮した非線形解析を行った。地震動の入力方向は、前節において各端部に対して最も厳しくなるような結果を示した方向を用いている。表-4に解析で用いた遊間量を示す。

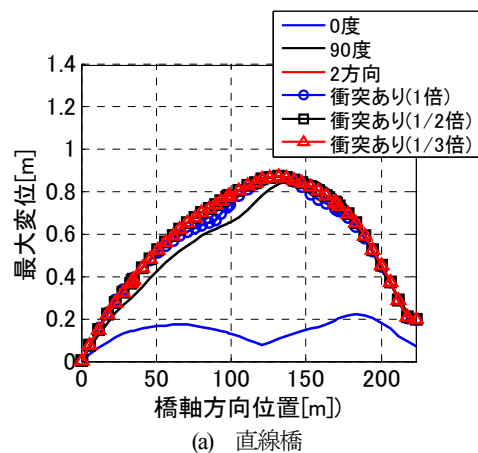
曲線橋では、直線橋とは異なり、隣接桁との衝突時に衝突力が2方向から作用するため、衝突が橋軸直角方向の応答に大きな影響を及ぼすと考えられる。そこで、直線橋と曲線橋で、衝突の有無における橋軸直角方向の応答を比較した。衝突を考慮しない場合の1方向入力、2方向入力、衝突が発生した場合の各ケースにおける桁上

表-3 衝突ばねの剛性

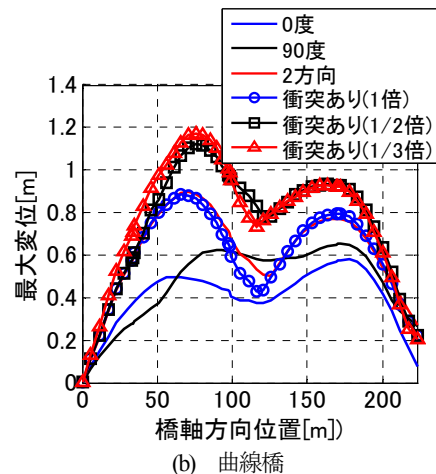
| | A端 | B端 | C端 | D端 |
|----------|------|------|------|------|
| 剛性[GN/m] | 9.69 | 9.41 | 11.6 | 11.4 |

表-4 各ケースの遊間

| | 遊間(cm) | | | |
|-----------|----------|----------|----------|----------|
| | A端 | B端 | C端 | D端 |
| 衝突を考慮しない | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ |
| 遊間1倍(設計値) | 75 | 65 | 45 | 65 |
| 遊間1/2倍 | 37.5 | 32.5 | 22.5 | 32.5 |
| 遊間1/3倍 | 25 | 21.7 | 15 | 21.7 |



(a) 直線橋



(b) 曲線橋

図-9 各ケースの橋軸直角方向最大変位

の橋軸直角方向の応答変位の比較を図-9に示す。図-9より直線橋では入力成分の数、衝突の有無によらず最大応答はほぼ変化していないことが分かる。一方、曲線橋では1方向の入力に比べ2方向入力の方が最大応答が増加し、衝突が発生した場合にはさらに応答が増加する。これは、直線橋では橋軸方向が場所により一定であるため、最大応答は1成分にのみ決定されるが、曲線橋では橋軸方向が場所により変化するため、2方向の成分が応答に影響を与えると考えられる。衝突力についても直線橋では1方向から入力されるため、橋軸直角方向の応答には影響を与えないが、曲線橋では複数の方向から衝突力が作用することにより、応答が増加したといえる。このことから、直線橋では最も影響が大きい1方向の入力のみで最大応答を求めることができるため、現状の設計で用いられている1方向入力で十分であるが、曲線橋では1方向入力のみでは最大応答を過小評価する可能性があるため、2方向入力が必要である。

(3) 上部工付属物の安全性の評価

付属物の地震時の安全性を評価するため、付属物の基部を詳細にモデル化し、橋梁-付属物の一体解析を行った。橋梁-付属物の一体モデルを図-3(c)に示す。図-3(c)のA~Jはそれぞれ付属物の番号を示している。A~Iは照明柱であり、Jは標識柱である。付属物は多要素でモデル化し、付属物の基部はモルタルとアンカーボルトの非線形性を考慮した挙動を正確に再現するためにファイバーモデルを用いてモデル化した。ファイバー要素は32×32のセルに分割しており、すべてのセルの形状は正方形になるように分割している。図-10に基部のファイバーモデルの断面図を示す。

モルタルとアンカーボルトのヤング率はそれぞれ70GPa、210GPaとしており、モルタルは圧縮のみに抵抗し、アンカーボルトは圧縮と引張の両方に抵抗すると仮定している。また、アンカーボルトの降伏ひずみは0.002とし、破断応力は240MPaとしている。また、ファイバー要素断面は平面保持の仮定が成り立つとし、ひずみは断面内で直線に分布するとしている。

このモデルを用いて地震応答解析を行った。橋梁-付属物の一体解析によって得られたボルトの最大ひずみを図-11示す。図-11よりすべてのボルトに降伏応力を超えるひずみが発生している。さらに、一部のボルトにおいては破断応力を超えるひずみが作用しており、レベル2地震動が作用した際に付属物が損傷する恐れがあるといえる。さらに、付属物A-Fの損傷状態と地震荷重分布を比較すると、図-12のようになり、最大慣性力が小さなおとところではアンカーボルトは降伏にとどまっているが、最大慣性力が増加している場所ではアンカーボルトが破断していることが分かる。そのため、上部工上の応答特

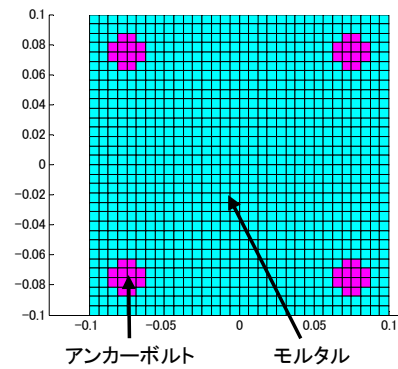


図-10 ファイバー要素断面

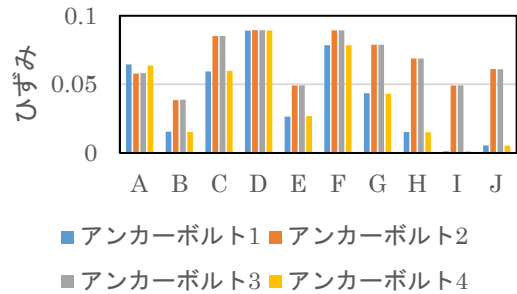


図-11 各付属物のアンカーボルトのひずみ

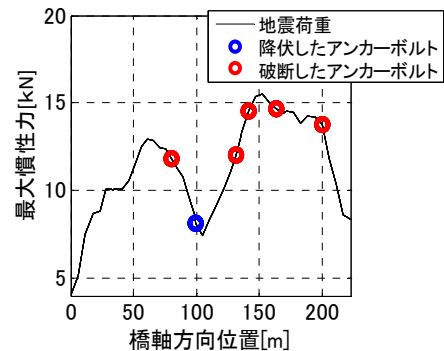


図-12 アンカーボルトの損傷位置と地震荷重の比較(B1橋)

性が局所的に変化するような曲線橋では、局所的な応答特性の変化が付属物の損傷状態に影響を及ぼすといえる。

4. まとめ

本研究は、地震動の入力方向の依存性や衝突の影響、上部工上の付属物への影響について着目して曲線ラーメン高架橋に特徴的な地震応答について、大橋ジャンクションのB連結路第1橋およびD連結路第1橋を対象として解析を中心に検討を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 1) 振動計測によって得られた固有振動モードと設計時の動的解析モデルを比較することによって、本研究の対象橋梁の場合、設計モデルでは実挙動を十分に再現できていないことを示すとともに、付属構造物の重量による慣性モーメントが応答特性に大きな影響を及ぼしていることを示

した。

- 2) 地震動の入力方向を設計時に比べて詳細に変化させて桁端部の最大応答の影響を検討した結果、設計時の入力方向では応答を過小評価する可能性があることを示した。また、直線橋と地震動の入力方向の依存性について検討を行った結果、直線橋では地震動の入力方向を反転させても最大応答に変化は見られないが、曲線橋では最大応答に約 15%程度の差が生じることを示した。さらに、入力方向によっては遊間を超える変位量が発生していることから、設計時では想定されていない衝突が発生しうることを示した。
- 3) 直線橋と曲率の異なる複数の曲線橋において 1 方向入力時と 2 方向入力時の応答を比較した結果、直線橋に比べて、曲線橋の方が 2 方向入力時に応答が増加する傾向があることを示した。
- 4) 衝突を考慮した地震応答解析を行い、直線橋と曲線橋の衝突時の応答特性を比較した結果、曲線橋では複数の方向から衝突力が作用することにより、橋軸直角方向の応答変位が増加することを示した。
- 5) 直線橋における橋軸直角方向の最大応答は入力成分の数によらず変化は少なかったが、曲線橋では 2 方向入力の方が 1 方向入力に比べて応答が増加することから、曲線橋では 2 方向入力が必要であるということを示した。
- 6) 付属物の基部にファイバー要素を用いて詳細にモデル化して橋梁-付属物の一体解析を行い、付属物の安全性を検討した結果、ほぼ全てのボルトで降伏応力を超える応力が発生し、いくつかのボルトでは破断応力を超えることを示すとともに、上部工上の局所的な応答の変化が付属物の損傷状態に影響を与えることを示した。

謝辞：本研究において、解析モデルの詳細な図面を提供していただくとともに、多大なご指導を頂いた首都高速道路(株)の並川賢治氏、JFEエンジニアリング(株)の保坂俊晃氏、佐藤豪氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路照明施設設置基準・同解説，2007。

- 2) 社団法人 日本照明器具工業会：JIL1003 照明用ポール強度計算基準，2010。
- 3) 池内智之，森川仁，松井勲：コヒーレンス関数を用いた曲線橋の地震応答卓越方向の推定に関する一考察，土木学会論文集 No.703/I-59，pp351-356，2002。
- 4) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，Vol.43A，pp781-791，1997。
- 5) 田崎賢治，幸左賢治，山口栄輝，庄司学：衝突解析による橋梁の地震被害分析，土木学会論文集 No.794/I-72，pp143-156，2005。
- 6) Ping Zhu, Masato Abe, Yozo Fujino : Evaluation of pounding countermeasures and serviceability of elevated bridges during seismic excitation using 3D modeling, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33, pp591-609, 2004.
- 7) 西口綾佳，蘇迪，藤野陽三，長山智則，武田智信：道路橋付属物の地震被害調査と耐震安全性の検討，第 68 回土木学会年次学術講演会，I-076，pp.151-152，2013。
- 8) 前川敦，君島信夫，保坂俊晃：曲率の大きい二層立体ラーメン橋の端支点構造の設計(首都高大桥 JCT)，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，I-455，pp.909-910，2010。
- 9) 武田智信，長山智則，水谷司，藤野陽三：複雑な曲線ラーメン高架橋の地震応答解析，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，I-167，pp.333-334，2013。
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012。
- 11) Juang, J.N. and Pappa, R.S.: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Modal Reduction, *Journal of Guidance, control, and Dynamics*, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
- 12) Juan Martin Caicedo, Shirley J. Dyke, Erik A. Johnson : Natural Excitation Technique and Eigensystem Realization Algorithm for Phase 1 of the IASC-ASCE Benchmark, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, pp49-60, 2004.
- 13) 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 No.308，1981。
- 14) 梶田幸秀，西本安志，石川信隆，香月智，渡辺英一：桁間衝突現象のモデル化に関する一考察，土木学会論文集，No.661/I-53，pp251-264，2000。
- 15) (社)日本鋼構造協会：ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性の向上，2011。

Seismic Response Characterization of a Curved Rigid-frame Bridge Using Three Dimensional Nonlinear Dynamic Analysis

Tomoaki TAKEDA, Tomonori NAGAYAM, Tsukasa MIZUTANI and Yozo FUJINO

Response of curved rigid-frame bridges changes depending on the input direction of ground motion. Curved bridges need one directional ground motion to be applied multiple times assuming variety of input directions. In design practice, however, the number of input directions is often limited. Thus maximum response can be underestimated, and pounding can be occurred. In addition, even if main structure does not damage, transportation function can be lost because of the collapse of non-structural components.

The objective bridge of this study is the Ohashi Junction connection viaducts, which is a two layer rigid frame curved bridge which has large curvature. A three-dimensional nonlinear frame model is constructed based on the design and calibrated with traffic vibration measurement. Dynamic analysis of the model is then conducted to clarify the response dependency on input directions, effect of pounding, and safety of attachments.