

山岳地に位置する曲線橋の地震時挙動に関する検討

藤倉 修一¹・榊原 優士²・NGUYEN MINH HAI³・中島 章典⁴・佐々木 智大⁵

¹正会員 Ph.D. 宇都宮大学准教授 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2)

²正会員 (株)長大 構造事業本部 (〒104-0054 東京都中央区勝どき1-13-1)

³正会員 宇都宮大学助教 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2)

⁴フェロー会員 博士(工学) 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2)

⁵正会員 博士(工学) (株)大林組 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

1. はじめに

2016年熊本地震において多くの橋梁が被害を受けたが、被害の一つの特徴として、山岳地に位置する曲線橋に上部構造の残留移動等の被害が生じた¹⁾²⁾。兵庫県南部地震における橋梁被害を受けて、内陸直下型地震に対しても橋梁の耐震設計検討が行われるようになったが、熊本地震では兵庫県南部地震以降に設計された橋梁においても被害が見られた。曲線橋は複雑な振動特性を有していることが知られており、これまで様々な研究が行われてきた³⁾⁴⁾。これまでの研究から、地震動に対する曲線橋の応答性状の特徴として、曲線の法線方向外側に向かって移動が生じやすいことが指摘されている。しかし、熊本地震において、曲線橋である扇の坂橋では、曲線の法線方向外側への全体移動ではなく、桁全体が回転することによって、桁端部の一方が法線方向外側、もう一方が内側に残留移動している被害が見られた⁵⁾。これは、曲線橋特有の平面形状や桁と橋台との衝突によるものだと考えられ、曲線の法線方向外側だけでなく内側への桁の移動についても検討する必要がある。

実際の橋梁は、桁と橋台との間に遊間が設けてあり、地震動を受けてもすぐに衝突は生じない。本検討では、その遊間を再現し、現実に近い形で地震時の挙動を検討するために、桁端部に衝突バネを設けた曲線橋モデルに対して地震波を入力し、3次元非線形動的解析を行った。さらに、平面曲率のない直線橋モデルに対しても解析を行い、曲線橋モデルと

の比較を行った。また、上部構造が回転することによる下部構造への影響について検討した。なお、本検討の対象橋梁は山岳地に位置しているため、地震動解析には、内陸直下型の地震動を用いた。

2. 解析概要

解析モデルの概要を図-1に示す。対象橋梁は、平成8年道路橋示方書に準拠して設計された山岳地に位置する橋梁であり、熊本地震で被害を受けた扇の坂橋⁵⁾を参考にした。上部構造の曲線の法線方向外側を西側、内側を東側と定義した。山岳地に位置す

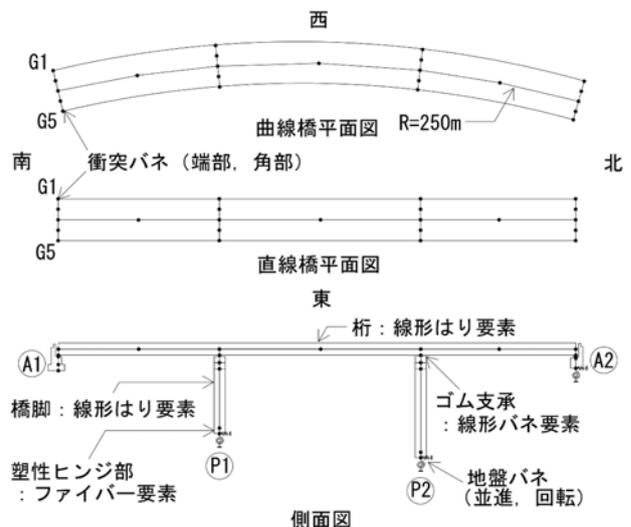


図-1 解析モデル概要

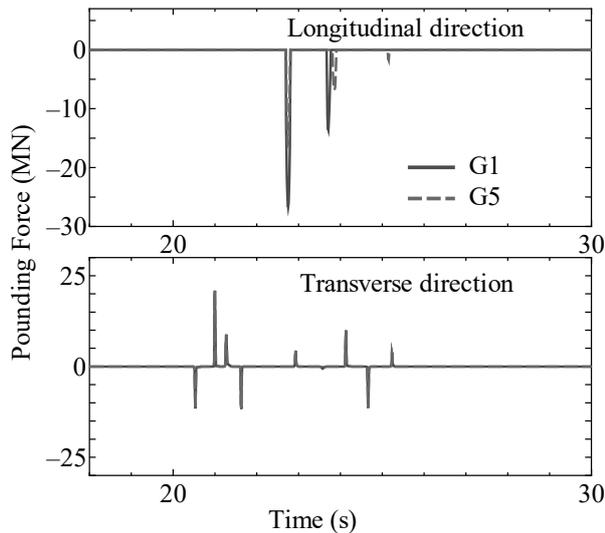


図-2 曲線橋モデルのA1橋台側衝突力

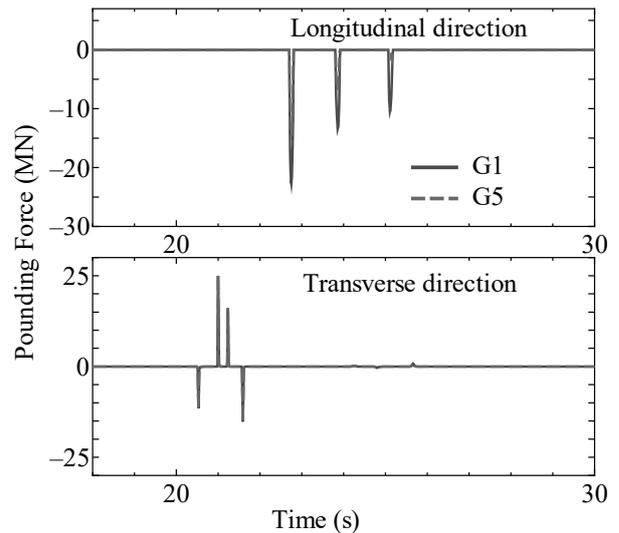


図-3 直線橋モデルのA1橋台側衝突力

るため、実際には、縦断勾配および横断勾配を有するが、ここでは、これらの勾配はないものとした。

解析モデルでは、橋台、橋脚および上部構造には線形のはり要素を適用したが、特に大きな断面力が作用する橋脚の塑性ヒンジ部にはファイバー要素を用いた。ファイバー要素の材料構成則として、コンクリートの応力-ひずみ関係には星隈らの提案する包絡線⁶⁾に堺らが提案する除荷・再載荷履歴⁷⁾を組み合わせたモデル、鉄筋の応力-ひずみ関係には堺らが提案する修正Menegotto-Pintoモデル⁸⁾を用いた。支承は各橋台および橋脚ごとに5基設け、線形バネ要素でモデル化した。桁と橋台パラペット部、また、橋軸直角方向には変位制限ブロックを設置し、それぞれの衝突を再現するため、桁端部において橋軸方向と橋軸直角方向の両方向にそれぞれ遊間250mmの衝突バネ⁹⁾を用いた。材料の設計基準強度は、コンクリートの圧縮強度は24N/mm²、鉄筋の降伏強度は345N/mm²とした。

本解析で用いた入力地震波には、内陸直下型地震の代表的なものとして、2016年熊本地震より、防災科学技術研究所が公開しているKiK-net益城(KMMH16)地表地点と気象庁による西原村小森93048地点および本橋らが提案する扇の坂橋の各橋台および橋脚ごとの再現地震波¹⁰⁾、また、兵庫県南部地震より、JMA神戸およびJR鷹取を用いた。それぞれの地震波に対して、東西南北方向をそのまま入力した場合(ケース1)、南北方向と東西方向を入れ替えた場合(ケース2)の2ケースについて解析を行った。

3. 解析結果および考察

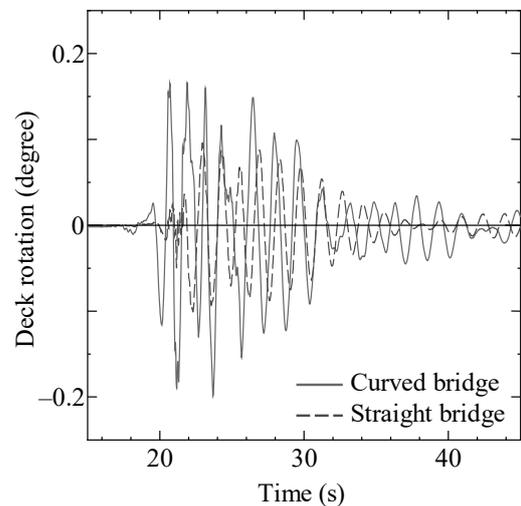


図-4 桁の回転角

(1) A1 側桁端部における衝突

曲線橋モデルおよび直線橋モデルに対して、KiK-net益城ケース1の地震動を入力して解析を行った。A1橋台および桁端部との間に設置した衝突バネに作用した衝突力を橋軸方向と橋軸直角方向に分けて、曲線橋モデルの結果を図-2に、直線橋モデルの結果を図-3に示す。ここで、図-1に示したようにG1は西側の端、G5は東側の端に設置してある支承位置における衝突力を表している。なお、図-2および図-3では18秒からの衝突力の時刻歴応答を示しているが、それ以前では、衝突は生じていなかった。また、桁の総重量は2.0MNである。

まず、橋軸直角方向について見ると、橋軸方向の衝突が起こる約21秒までに、曲線橋モデル、直線橋モデルともに、ほぼ同じ時刻に4回の衝突がそれぞれ生じている。これらの衝突は、KiK-net益城ケース1の東西方向加速度に対する橋軸直角方向への桁

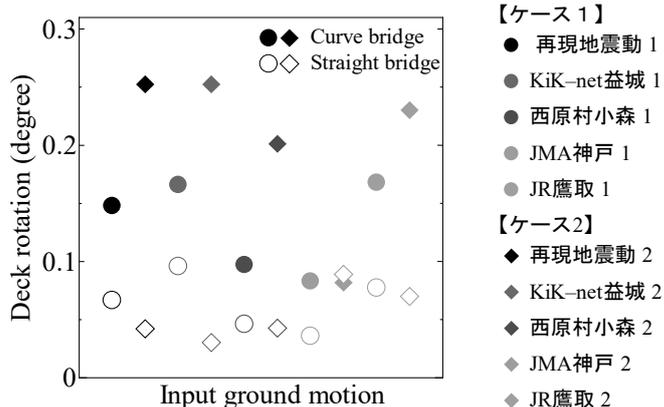


図-5 桁の最大回転角

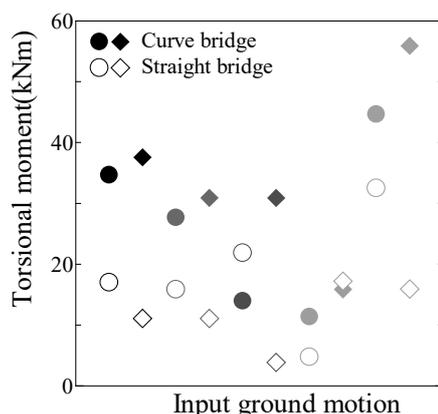


図-6 P1橋脚の最大ねじりモーメント

の応答によるものであると考えられる。その後、橋軸方向において、曲線橋モデル、直線橋モデルいずれも3回の衝突が起こっており、G1側でより大きな衝突力が作用していることが分かる。1回目と2回目の橋軸方向における衝突では曲線橋モデルの方が若干大きい衝突力となっているが、3回目の衝突について見ると、曲線橋モデルのG1側では衝突は起こらず、直線橋モデルの衝突力の方が大きくなっている。橋軸方向における1回目の衝突の約23秒以降、直線橋モデルでは、橋軸直角方向に大きな衝突が見られないのに対し、曲線橋モデルでは、西側に3回、東側に1回の衝突が生じている。これは、曲線橋では桁端部における橋軸方向の衝突により、桁の回転が生じたことによって、橋軸直角方向へ桁が移動したため、橋軸方向3回目の衝突においては、G1側で衝突が起こらなかったと考えられる。

(2) 桁の回転角

KiK-net 益城ケース1を入力地震動とした場合の桁の回転角の時刻歴応答を図-4に示す。ここで、桁の回転角 θ は桁全体の回転角を求めるために、桁の両端部の橋軸直角方向変位を基に、次式により求めた。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{u_{A1} - u_{A2}}{L_{Deck}}\right) \quad (1)$$

ここで、 u_{A1} 、 u_{A2} はA1橋台側およびA2橋台側桁端部における桁の橋軸直角方向変位、 L_{Deck} はA1橋台側桁端部とA2橋台側桁端部の直線距離である。図-4より、直線橋モデルと比べて、曲線橋モデルの方が全体として大きく桁が回転していることが分かる。また、回転角の絶対値の最大は曲線橋で 0.166° 、直線橋で 0.096° であった。

さらに、他の地震動においても、曲線橋の回転挙動が生じるかどうか調べるために、KiK-net益城ケース1に加えて、前述した内陸直下型の地震動を入

力して解析を行った。図-5は桁の回転角の最大値を曲線橋モデルと直線橋モデルで比較した図である。縦軸は桁の最大回転角、横軸はそれぞれの地震動を表し、横軸の同じ位置において、曲線橋モデルと直線橋モデルの最大回転角を比較している。また、色塗りが曲線橋モデル、白抜きが直線橋モデルの結果である。これより、JMA神戸ケース2以外の地震動で直線橋モデルよりも曲線橋モデルの最大回転角が大きくなっていることが分かる。曲線橋モデルと直線橋モデルの平均最大回転角はそれぞれ 0.168° 、 0.060° で、曲線橋は直線橋よりも平均で3倍近い最大回転角が生じており、内陸直下型地震を受けた場合、曲線橋の桁は回転しやすいことを示している。これは、前述した桁端部における桁と橋台との橋軸方向の衝突により生じたものと考えられる。ここで、JMA神戸ケース2では、直線橋モデルと曲線橋モデルで同程度の最大回転角となっているが、これは、この地震動の南北方向の加速度応答スペクトルが解析モデルにおける橋軸方向応答の卓越周期付近で小さくなっており、橋軸方向の衝突に起因する桁の付加的な回転が生じなかったためと考えられる。

(3) 橋脚のねじりモーメント

一般的に上部構造に回転が生じると、橋脚にねじりモーメントが生じる等の下部構造への影響が考えられる。そこで、各地震動を入力した際のP1橋脚のねじりモーメントを調べた。図-6はP1橋脚のねじりモーメントの最大値を比較したものである。これより、最大ねじりモーメントは、JMA神戸ケース2以外の地震動で直線橋モデルよりも曲線橋モデルの方が大きな値となっている。曲線橋モデルと直線橋モデルの平均最大ねじりモーメントはそれぞれ 30.3kNm 、 15.1kNm と、曲線橋モデルでは直線橋モデルと比較すると平均で約2倍の最大ねじりモーメ

ントが生じていることが分かる。図-5と図-6を比較すると曲線橋と直線橋の差は同じような傾向であり、桁の回転が橋脚のねじりモーメントに影響を及ぼしていることが分かる。JMA神戸ケース2においては、曲線橋モデルと直線橋モデルの最大ねじりモーメントはほぼ同じ値であったが、この理由については、桁の回転角のところで述べた通りである。

4. まとめ

本研究では、山岳地に位置する曲線橋の地震時挙動を把握するために、曲線橋モデルおよび直線橋モデルに対して、内陸直下型タイプの地震動を用いて3次元非線形動的解析を実施し、以下の結論を得た。

1. 3次元非線形動的解析において、桁の端部に適切な衝突バネを設けることで、曲線橋の回転挙動を再現する事ができた。
2. 内陸直下型地震下では曲線橋の方が直線橋に比べて桁の回転が生じやすく、これは、桁端部における桁と橋台との橋軸方向の衝突によって生じるものである。
3. 上部構造の回転によって、下部構造も影響を受け、橋脚のねじりモーメントも桁の回転角と同様に曲線橋の方が直線橋に比べて大きい。
4. 地震動によって桁と橋台間で橋軸方向の衝突が起こらない場合には、曲線橋に比べて直線橋の方が桁の回転角や橋脚のねじりモーメントが大きくなる可能性もあるが、この場合、回転角やねじりモーメントはそれほど大きくはない。

謝辞：防災科学技術研究所のK-NETおよびKiK-netの強震観測データを使用させていただいた。また、2016年熊本地震における扇の坂橋地点での再現地震波は、本橋英樹氏（株）地震工学研究開発センター）、野中哲也氏（名古屋工業大学）よりご提供頂いた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 藤倉修一，川島一彦：2016年熊本地震による道路橋の被害概要，第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.161-168，2016.
- 2) 土木学会：2016年熊本地震被害調査報告書 [地震被害調査シリーズ No.1] pp.185-235，丸善出版，2017.12.
- 3) Kawashima, K and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Curved Model Bridge Structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, 129-145, 1979.
- 4) 大塚久哲，神田昌幸，鈴木基行，吉澤努：水平地震動による曲線橋上部構造の移動挙動解析，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.305-314，1997.7.
- 5) 藤倉修一，佐々木智大，本橋英樹，野中哲也：熊本地震で被災した山岳部曲線橋の被害分析および再現解析，構造工学論文集Vol.64A，pp.250-261，2018.3.
- 6) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-strain model for confined concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp.624-633, ASCE, 1997.
- 7) 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，No.654/I-52，pp.297-316，2000.7.
- 8) 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，No.738/I-64，pp.159-169，2003.7.
- 9) 渡邊学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.125-139，2001.4.
- 10) 本橋秀樹，野中哲也，馬越和也，中村真貴，原田隆典：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析，構造工学論文集，Vol.63A，pp.339-352，2017.3.