

神戸大学大学院 フェロー 川谷 充郎 神戸大学大学院 学生員 ○島田 翔二
 京都大学大学院 正会員 金 哲佑 神戸大学大学院 学生員 谷口 貴俊

1. はじめに 曲線桁橋は JCT および都市高速道路高架橋などの建設環境に適する橋梁形式としてよく用いられる。その力学的特徴としてねじり挙動が挙げられる。曲線桁橋に生じるねじりモーメントは橋梁の変形や反力に影響を与える。特に、反力について、曲線桁橋の曲率半径の内側に位置する支点には負反力が生じやすい。姫路市に位置する高速道路 JCT のランプ橋において可動側支承の上沓セットボルト 4 本のうち、2 本の破断、また固定側支承のセットボルト頭部の下端が下フランジ鋼材に接触することによるボルト跡が残っていたことが報告されている。これは曲線橋の負反力と共に、地震時に曲率半径や地震動入力方向などの影響により複雑な反力・移動特性を示すことが¹⁾影響していると考えられる。本研究では曲線桁橋の地震応答解析を行い、水平方向の地震波の入力方向を変化させ、支承挙動に着目し、曲線桁橋の地震応答特性について明らかにする。また、セットボルトが地震荷重に耐えられるかについて考察し、セットボルト破断の原因について検討する。

2. 解析モデル

2.1 橋梁モデル 橋梁モデルは、有限要素モデル化した支間長 43.5m、主桁曲率半径 38.81m の単径間曲線桁橋である(Fig. 1)。1 節点 6 自由度を有する梁要素を用い、節点数は 41、梁要素数は 52 とする。梁部材および支承の中立軸の偏差をオフセット部材により考慮し、支承とアウトリガーにばねを考慮できる二重節点を定義する。地震時の減衰定数を、1 次と 2 次の振動モードに対して 0.05(レイリー減衰)と仮定する。モード法により考慮するモード次数は 27 次($f_{27}=88.70\text{Hz}$)、積分時間間隔は 0.001sec とする。支承の境界条件は、現場の状況を再現するため A1 支承の水平方向、A1 アウトリガーの X 方向と、4 支承の回転の全方向について拘束しない。ただし、走行実験前に全てのセットボルトの取り換えを行った際、A2 支承のセットボルトが緩まず取り換えが不可能であり、桁との間に隙間があったと報告されている。この状態を再現するために A2 支承に 98.1MN/m のばねを考慮する。

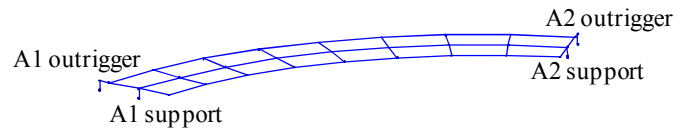


Fig. 1 Bridge model

2.2 入力地震動と解析ケース 道路橋示方書²⁾に規定されているレベル 1 地震動の I 種地盤(硬い地盤)と II 種地盤(普通地盤)の振幅調整波を用いる(Fig. 2)。桁の両端の支承同士を結んだ方向を X 方向、その水平直角方向を Y 方向、鉛直方向を Z 方向とする。地震波は慣性力として橋梁の全節点に作用させる。水平方向の地震波について、X 方向、その方向から反時計回りに 30°、60°、90° の方向の 4 ケース(Case-1~Case-4)を設定する。また、鉛直方向に水平成分の半分の慣性力を作用させる場合も考える。

3. 曲線桁橋の支承における動的応答特性

3.1 固有値解析結果 曲線桁の解析モデルの固有振動数曲げ卓越型 1 次(2.015Hz)、ねじり卓越型 3 次(6.873Hz)と実測たわみ振動(2.1Hz)、ねじり振動(7.6Hz)を比較すると、実測値は解析値より大きくなっており、実測振動特性として妥当である。

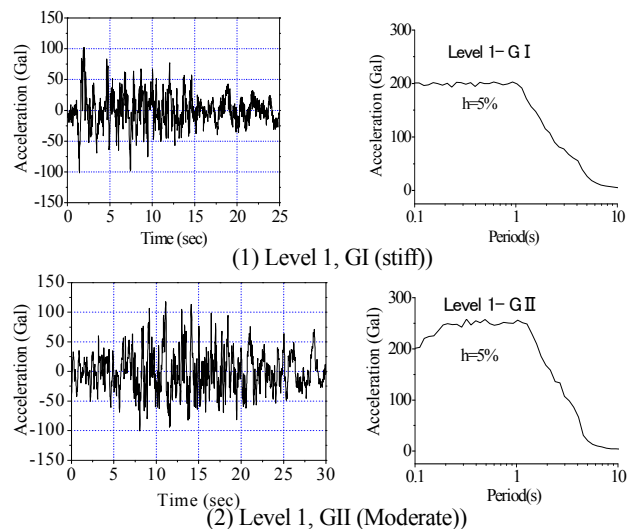


Fig. 2 Acceleration of JRA code (Level-1)

and seismic response spectrum of acceleration

3.2 曲線桁橋の動的応答特性 それぞれのケースで GII 地盤地震による鉛直反力の最大値を Fig. 3 に示す。これによると、どの支承においても比較的 Case-3(鉛直方向から反時計回りに 60° に入力)の応答が大きくなっている。この Case-3 による全支承の反力、X 方向・Y 方向せん断力応答が Fig. 4 である。Fig. 3 より、ほぼすべてのケースでセットボルトが破断した A1 支承の応答が大きくなることわかる。次に、Case-1~4 にさらにそれぞれ鉛直方向にも同時に加震させ、A1 支承の支承反力、せん断力の最大値を支承設計条件と比較する(Table 1)。これによると、負反力(112.9tonf)の設計条件に対してはどのケースでも解析応答値が下回り、直接的なボルト破断原因ではないことがわかる。

4. まとめ 曲線橋は、直線橋と異なり曲線桁橋支承部に対する地震動最悪入力方向が一意的ではない。今回の検討では、60° の応答値が最も大きくなったが、支承境界条件より、解析モデルは構造的に非対称となっているため、90~180° まで地震動入力方向を変化させ、さらなる検討を行う必要がある。また、レベル 1 地震動ではセットボルトが破断しないことについて確認できたが、地震波の規模をさらに大きくすることでより大きな引張力が生じる可能性がある。

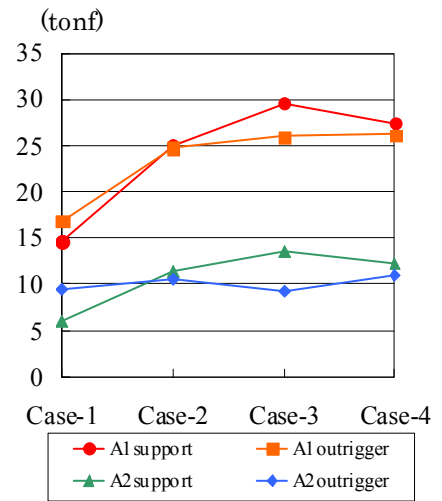


Fig. 3 Peak of reaction force at support (GII)

Table 1 Peak of response at A1 support

Response at support (tonf)	Case1	Case2	Case3	Case4	Design condition
Reaction force	-23.55	-34.80	-39.41	-36.19	-112.9 (2.9)
Shearing force (X-direction)	0.03015	0.03352	0.03280	0.02803	0.7
Shearing force (Y-direction)	-0.002896	-0.005324	-0.006454	-0.005979	0.7

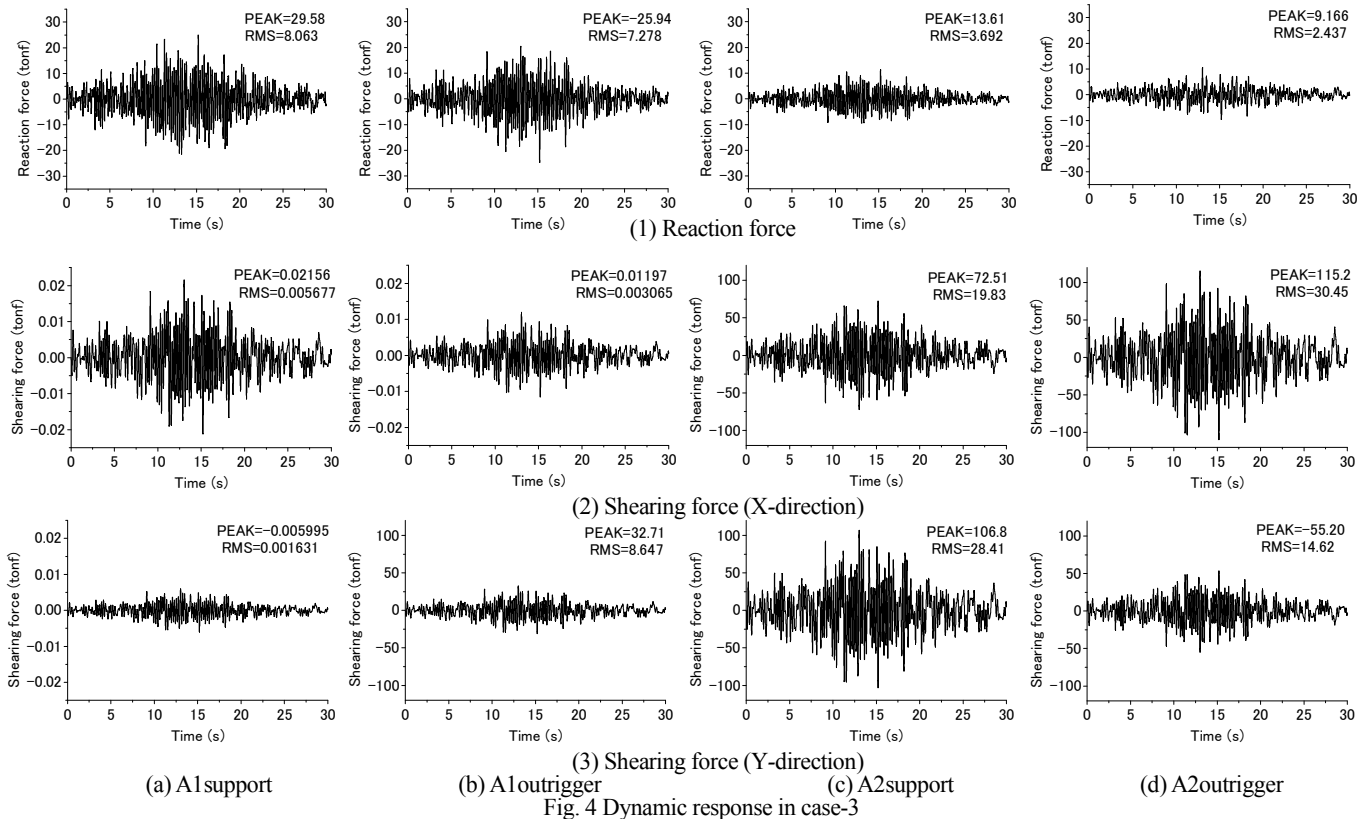


Fig. 4 Dynamic response in case-3

[参考文献]

1) 大塚久哲, 崔 準祐, 山内春絵: 4 径間連続曲線箱桁橋における地震時の支承反力に関する研究, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.485-492, 2007.8.
 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002.3.