

## I-B 304

## 曲線橋上部構造の水平地震動による移動挙動解析

大日本コンサルタント 正会員 吉澤 努  
 建設省土木研究所 正会員 大塚 久哲  
 建設省土木研究所 正会員 神田 昌幸  
 東北大学 工学部 正会員 鈴木 基行

## 1. はじめに

曲線橋では、けた両端の支承線が平行ではなく、ある交角を有していることから、支承が破損した後の水平地震動による上部構造の移動性状は直橋と異なることが予想される。そこで、破損後の支承を摩擦バネで表すこととし、この摩擦バネで支持された曲線橋の上部構造モデルを時刻歴応答解析によって解き、地震時の水平方向移動挙動について検討を行った。

## 2. 曲線橋の移動方向の推定

図-1 (a) に示すように法線方向の地震力が作用した場合は、けた端で外側への変位が拘束されないため、上部構造は曲線の外側へ移動することが考えられる。図-1 (b) のように接線方向の地震力が作用した場合は、慣性力の作用方向とけた端の境界とが角度をなしているため、けた端部において橋軸直角方向の変位が生じることが予想される。また、この場合でも曲線外側への変位は特に制限されないことから、上部構造は全体としては曲線の外側へ移動することが考えられる。実際の地震時には(a)と(b)が複合された状態になると想定される。

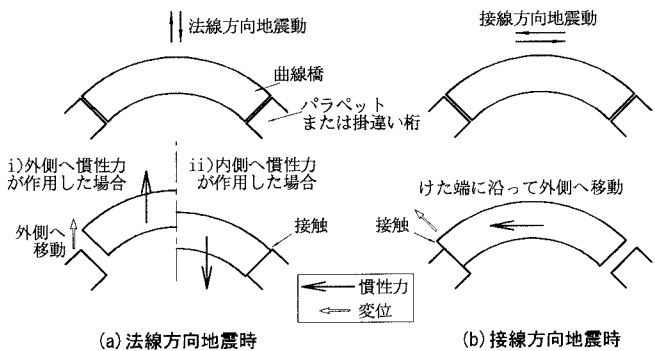


図-1 支承損傷後の曲線橋の挙動

## 3. 解析条件

解析モデルの骨組図を図-2 に示す。交角 $81^\circ$ の2径間連続鋼箱けた橋を対象としており、構造諸元は表-1の通りである。解析モデルは上部構造のみを取り出し、鉛直方向の変位を拘束した平面モデルとした。

支承損傷後の状態を再現するために、支承位置には直交する2方向に摩擦バネを配置した。また、けた端部におけるパラベットや隣接けたによる移動制限を再現するため、一定方向の変位を拘束するバネをけた端の橋軸方向に設置した。各バネの履歴ループを図-3 に示す。摩擦バネはバイリニアモデルとし、動摩擦係数は $\mu=0.5$ と仮定した。移動制限バネは、変位の正負の符号によってバネ定数が大きく異なる非対称バネとした。

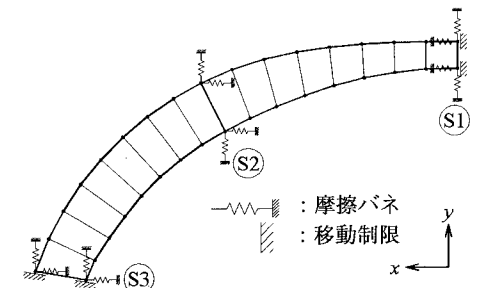


図-2 骨組モデル

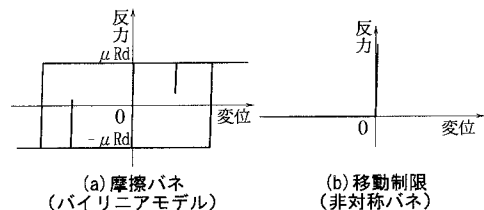


図-3 非線形バネの履歴

表-1 構造諸元

|      |                    |
|------|--------------------|
| 橋梁形式 | 2径間連続曲線箱けた橋        |
| 橋長   | 44.3+44.3m         |
| 有効幅員 | 6.5~11.082~10.243m |
| 床版   | 鉄筋コンクリート床版 18cm    |
| 舗装   | アスファルト舗装 75mm      |

解析手法は直接積分法による時刻歴応答解析とし、数値積分法はニューマークの $\beta$ 法、積分の時間間隔は1/1000秒とした。減衰定数は上部構造の骨組に対して2%と設定したが、非線形解析であるため、摩擦バネの履歴減衰も考慮される。

入力地震動は兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅観測波を用い、15秒間加振した。加振方向は以下に示す通りであり、一方向加振4ケース、二方向加振2ケースの計6ケースとした。

□一方向加振（JR鷹取駅N-S波を使用）

- ①-1：法線方向加振（曲線外側がN）                      ①-2：法線方向逆位相（曲線内側がN）
- ②-1：接線方向加振（S-3支点側がN）                      ②-2：接線方向逆位相（S-1支点側がN）

□二方向加振

- ③-1：二方向加振Ⅰ（y軸方向にN-S波、x軸方向にE-W波の逆位相）
- ③-2：二方向加振Ⅱ（y軸方向にN-S波の逆位相、x軸方向にE-W波）

#### 4. 解析結果

上部構造の最大応答変位図を図-4に示す。一方向加振時は、いずれの加振方向でも上部構造が曲線の外側へ移動する傾向が見られる。法線方向地震時（ケース①-1、①-2）は、上部構造は加振方向にそって曲線の外側方向に若干の回転を伴って並進している。これに対して、接線方向地震時（ケース②-1、②-2）は一方のけた端の移動制限に沿って、橋軸直角方向に変位が生じている。どちらのけた端に沿って変位が生じるかは入力地震動の位相によって異なっており、上部構造の変位方向および移動量は、地震動の性質に依存していると考えられる。

二方向加振時は、ケース③-1では①-1と同様に、上部構造は曲線の外側方向へ並進している。これに対して、ケース③-2においては、一方向加振時には見られなかった上部構造の大きい回転が生じている。二方向加振時には、異なった方向の地震力に相互作用が生じることにより、一方向加振の単純な加算とは異なった移動挙動となることが理解される。

支点の最大変位を表-2に示す。値は外けた側支点の変位のうち、各加振ケースを通じての最大値である。二方向加振による変位量は一方向加振時に比較して大きい値となっており、解析対象となった橋梁の現行道路橋示方書によるけたかかり長（支間長44.3mより93cm）を上回る変位の生じた支点も見られた。

#### 5. おわりに

今後は上部構造の移動性状についてより詳細な情報を得るため、交角、支間長および幅員、径間数、摩擦係数などの諸条件の影響等について、検討を継続して行う予定である。

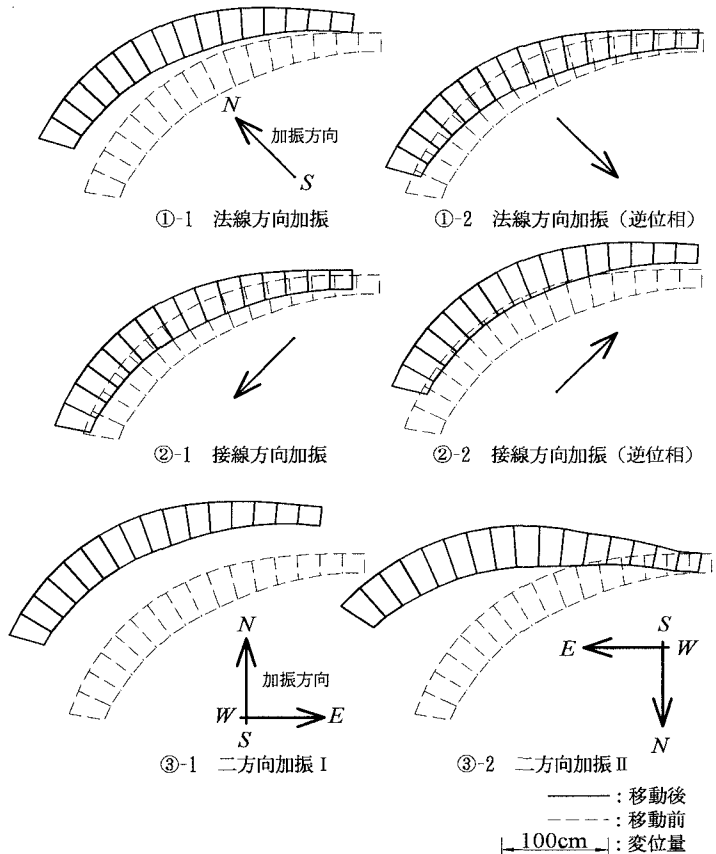


図-4 最大変位図

表-2 支点の最大応答変位

| 支<br>点 | 一方向加振時 |        | 二方向加振時 |         |
|--------|--------|--------|--------|---------|
|        | x軸方向   | y軸方向   | x軸方向   | y軸方向    |
| S-1    | 25.6cm | 23.2cm | 40.1cm | 44.0cm  |
| S-2    | 28.3cm | 37.3cm | 43.0cm | 61.7cm  |
| S-3    | 43.2cm | 50.8cm | 69.8cm | 101.6cm |