

二層連続ラーメン高架橋の非線形地震応答解析

Nonlinear Seismic Response Analysis of Continuous Rigid Frame Viaduct with Double Decks

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 ○林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学工学部工学研究科 学生員 久家 隆裕 (Takahiro Kuge)
 北海道大学大学院工学研究科 正員 松本 高志 (Takashi Matsumoto)
 北海道大学大学院工学研究科 正員 何 興文 (Xingwen He)

1. まえがき

これまでの土木構造物は、静的な地震荷重をかけた場合の変形量に対して、許容応力度内となるように部材の断面形状を決定する震度法・地震時保有水平耐力法が用いられてきた。しかし、先の兵庫県南部地震以降、1996年と2002年に「道路橋示方書V耐震設計編」¹⁾が大幅に改訂されたことにより、特殊な形状や構造を有する橋、また構造部位の固有モードが多数あり、地震時の挙動が複雑であると考えられる橋に対しては動的解析を行い、その結果を設計に反映させることとなった。本研究で対象とする高架橋は、橋脚の異なる構造形式を有することから大地震時に複雑な挙動が予想される。そこで、本研究の目的は二層連続ラーメン高架橋の非線形地震応答解析を実施し、その地震応答解析を把握し、耐震性能の向上について検討することとする。本研究では上部構造・下部構造を全体構造システムとしてモデル化をし、非線形地震応答解析を行うことで地震時の構造物の挙動を把握する。また、橋脚の曲げモーメント・曲率を求め、耐震性の照査を行うこととする。なお、解析には(株)アーク情報システム所有の3次元動的応答解析システム「TDAPIII」を用いる。

2. 解析対象

本研究では、伊勢原、藤沢線の高架橋の一つである10号橋橋梁を解析対象とする。構造形式は径間長が48m、有効幅員9.760mの9径間連続断面箱桁橋であり、特徴として橋脚の構造形式がP1橋脚はRC2柱式橋脚、P2～P4橋脚は2柱式鋼製ラーメン橋脚、P5～P10橋脚は2層2柱式ラーメン橋脚と3つに分類できることが挙げられる。上部構造は線形部材としてモデル化し、橋脚は非線形部材としてモデル化する。導入した非線形部材の応力-ひずみの関係はバイリニアル型とする。

3. 解析モデル

本研究で対象とする橋梁は、橋軸直角方向地震波に対して、P6～P8に損傷が集中しやすくなると考えられる²⁾。そこで、本研究ではP6～P8の損傷低減を目的とした座屈拘束部材(BRB)を導入したモデルと基本モデルの耐震性能を比較検討する。なお、基本モデルとBRB導入モデルとしてP6～P8に断面積を3通りに変えたBRBを導入した4つのモデルを考察する。以下にそれを示す。

Case0: 基本モデル

Case1: P6～P8にBRB導入 (A=0.4m²)

Case2: P6～P8にBRB導入 (A=0.2m²)

Case3: P6～P8にBRB導入 (A=0.1m²)

Fig-2にBRBの応力-ひずみの関係を示す。

4. 固有振動解析

時刻歴地震応答解析に先立って、高架橋の立体固有振動解析をCase0、Case1に対して行い、1次から5次モードまでをTable-1に示す。

固有周期について見ると、Case1はCase0よりも短周期化している。これは、拘束部材を入れることにより橋脚の剛性が上がり、それにより周期が短周期化していると言える。

有効質量比を見ると、Case0は、2次・4次モード、Case1～3は、2次・3次モードにおいて水平方向の有効質量比が大きくなり、これが主要な振動モードになっていることが分かる。

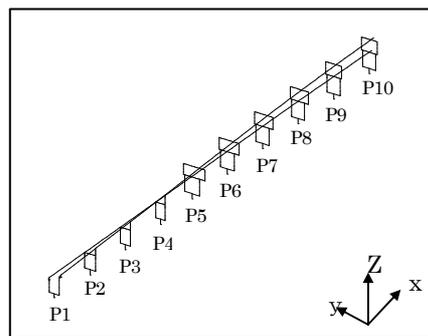


Fig-1 解析モデル

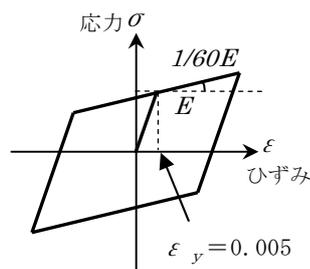


Fig-2 応力-ひずみの関係

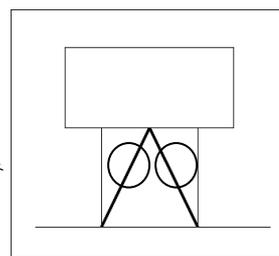


Fig-3 BRB導入モデル

Table-1 固有値解析結果

固有モード次数	固有振動数(七)	Case0(基本モデル)			Case1(BRB導入モデル)			
		有効質量比(%)			有効質量比(%)			
		X	Y	Z	X	Y	Z	
1次	1.099	46	0	0	1.112	46	0	0
2次	1.366	0	23	0	1.437	0	17	0
3次	1.431	0	1	0	1.543	0	15	0
4次	1.505	0	14	0	1.549	0	1	0
5次	1.585	0	0	0	1.617	0	6	1

5. 時刻歴応答解析

(1) 入力地震波

入力地震波は、タイプ I 地震波 (プレート境界型地震) の加速度を 2 倍に調整した 3 波を橋軸直角方向にそれぞれ入力し、3 波平均する。

時刻歴応答解析は Newmark β 法による直接積分法とし、 $\beta=0.25$ を用いた。積分間隔は 0.01 秒とし、応答時間は 60 秒とした。

(2) 数値計算結果

① 橋脚上部における時刻歴応答変位

Fig-4 に、P6~P8 の橋脚上部における時刻歴応答変位を示す。

Case0 では、P6~P8 において約 6~9cm の残留変位が生じていることが確認できる。BRB を導入した Case1~3 では、P6 においては約 5cm 程度の残留変位が生じたが、P7・8 においては応答変位を低減することができ、残留変位が生じていないことが確認できる。

② 橋脚基部における M- ϕ 曲線

Fig-5 に、P6~P8 の橋脚基部における M- ϕ 曲線を示す。

Case0~3 を比較すると、BRB を導入した Case1~3 において、基本モデルより塑性ループが小さくなっていることが認められる。また、BRB を導入したモデルの中で比較すると Case2・3・1 の順に塑性ループが小さくなっている。以上より、BRB を導入することによって、橋脚基部において損傷を低減できると考えられる。

③ 応答塑性率

P2~P10 までの橋脚の上部と基部を塑性化可能領域とし、鋼材の応答塑性率が許容塑性率を超えなければ安全とする。なお、道路橋示法書に基づき応答塑性率は (1)、許容塑性率は (2) のように求めた。

$$\text{応答塑性率} = \phi_r / \phi_y \dots (1)$$

$$\text{許容塑性率} = 1 + (\phi_u - \phi_y) / (3.0 \phi_y) \dots (2)$$

なお、 ϕ_r は応答曲率、 ϕ_y は降伏曲率、 ϕ_u は終局曲率を示す。

Fig-6 に、応答塑性率と許容塑性率を比較した照査結果を示す。なお、グラフの破線が許容塑性率、1 点鎖線が Case0、実線が Case1~3 を示しており、応答塑性率が低い方から Case2・3・1 となっている。

Fig-6 より、Case0 では、橋軸直角方向地震波に対して、P6~P8 において応答塑性率が許容塑性率を上回る結果となる。これに対し、Case1~3 では、各橋梁において応答塑性率が許容塑性率以内に収まる結果となっている。また、Case1~3 の中では Case2 が最も応答塑性率を低減できる。これは、橋脚基部における M- ϕ 曲線の塑性ループが Case2 で最小になったことと一致する。以上より、本研究が対象とする橋脚では、BRB の断面積を 0.2m² とした場合が最も応答塑性率を低減できると考えられる。しかし BRB の断面積による損傷低減の性能の違いはグラフからも軽微であることが分かる。

6. まとめ

本研究で得られた結果をまとめると以下のようになる。時刻歴応答解析の結果より、BRB を導入することに

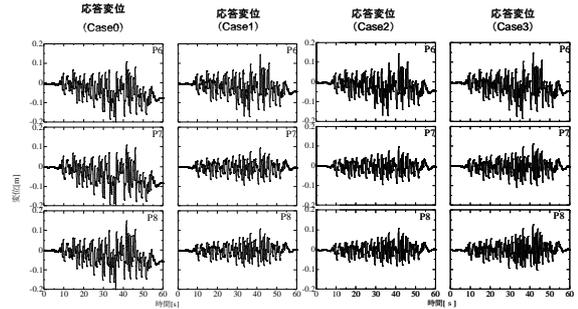


Fig-4 橋脚上部における時刻歴応答変位

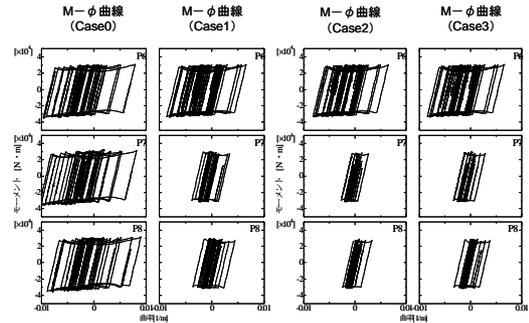


Fig-5 橋脚基部における M- ϕ 曲線

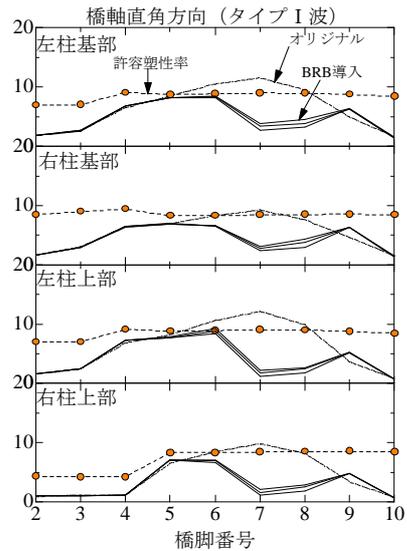


Fig-6 応答塑性率

よって P7・P8 においては橋脚基部の損傷を低減することができる。また、BRB を導入した Case1~3 で比較すると BRB の断面積が 0.2m² の Case2 が最も損傷を低減することができたが、BRB の断面積による損傷低減の性能の違いは軽微であることが分かる。

〈参考文献〉

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.
- 2) 林川俊郎、白井遼太郎、久家隆裕:土木学会北海道支部、論文報告集、A-60、2007.
- 3) 林川俊郎:橋梁工学、朝倉書店、2000.