

落橋防止構造を有する曲線格子高架橋の地震応答性状

Seismic Behavior of Curved Highway Viaducts with Unseating Prevention Cable Restrainers

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 学生員 中川 吉紹 (Yoshitsugu Nakagawa)

北海道大学大学院工学研究科 学生員 カルロス メンデス (Carlos Mendez)

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 (Xing wen He)

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震では、高速道路や新幹線、さらに地下鉄や港湾などの公共都市施設に多くの被害が発生した。特に、高架橋で数多くの被害が発生した。橋梁の被害は、支承や橋脚などの地震力が集中する個所での損傷、崩壊が原因となったものが多く、それらの被害にともなって、上部構造も著しい被害が生じた。鋼橋被害の例としては、支承の破損、桁の落橋、橋脚の座屈、地盤破壊による上部構造の崩壊などが挙げられる。そのために大幅に改訂された「道路橋示方書 耐震設計編」に記述されているように、上部構造・支承・橋脚を一つの構造システムとして捉えた橋梁全体系の大地震時動的挙動を調べる必要がある^{1), 2)}。つまり、先のような大規模地震動が作用したときに、支承部、橋脚および桁間連結板などの構成部材の損傷はある程度許すものの、高架橋全体系としての機能を保持することが重要である。また、複雑な路線線形をなすインターチェンジや湾岸高速道路、利用可能範囲に制限のある建設空間など直線高架橋の導入の難しい場所において曲線格子高架橋は非常に重要な存在となってくる。しかし、曲線格子高架橋は3次元的な広がりを持つ構造物であるため地震時の上部構造の複雑な回転挙動や、支承の損傷などにより過去の地震では深刻な損傷を受けた事例も少なくない³⁾。

そこで、本研究では3次元高架橋モデルを用いて非線形動的応答解析に基づき、4つの異なる曲率半径を持つ曲線格子高架橋の巨大地震時における挙動を明らかにし、落橋防止構造の有効性と曲率半径の違いによる影響を比較検討する。

2. 解析モデル

本研究では、線格子高架橋の3次元非線形挙動を明らかにすることを目的としているため、上部構造、支承部、橋脚の動的相互作用を考慮できる解析モデルとして図-1のような3径間連続桁と単径間のアプローチ桁から構成される曲線格子高架橋を対象とする。橋長は160m、橋脚間はそれぞれ40mとする。また全体座標系(X-Y-Z座標系)も図-1に示すように設定する。また曲率半径は100m、200m、400m、800mの4種類を対象とする。

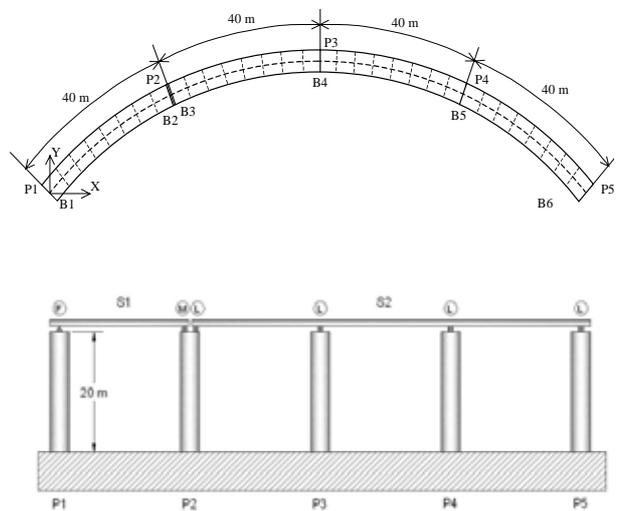


図-1 曲線高架橋

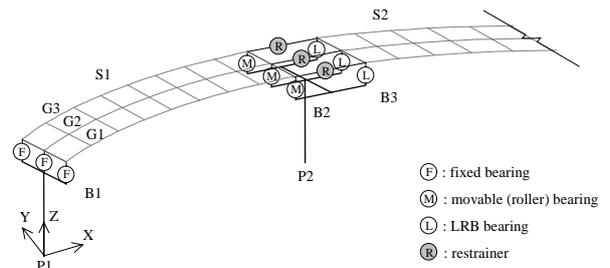


図-2 落橋防止構造の解析モデル

表-1 橋脚と主桁の断面諸元

	$A(m^2)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$ ⁽¹⁾
P1	0.4500	0.3798	0.3798
P2	0.4700	0.4329	0.4329
P3	0.4700	0.4329	0.4329
P4	0.4700	0.4329	0.4329
P5	0.4500	0.3798	0.3798
G1	0.2100	0.1005	0.0994
G2	0.4200	0.1609	0.2182
G3	0.2100	0.1005	0.0994

(1) G1, G2, G3の場合は I_x

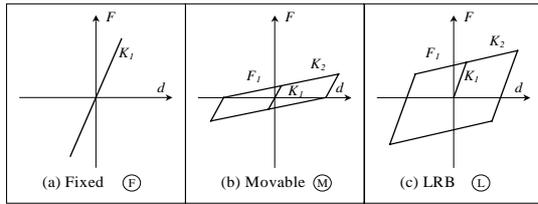


図-3 支承モデルの水平力 水平変位関係

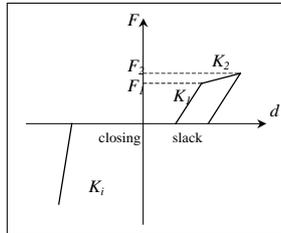


図-4 落橋防止構造の水平 水平変位関係

表-2 LRB 支承の諸元

	K_1 (MN/m)	K_2 (MN/m)	F_1 (MN)
P3, P4	49.00	4.90	0.490
P2, P5	36.75	3.68	0.368

2.1 上部構造・下部構造

上部構造はI形断面の3主桁形式(主桁間隔2.1m、対傾構間隔5.0m)で、解析に際してはこれを図-2に示すように、断面2次モーメントと総重量が等価な鋼断面に換算し、そりねじれの影響を受けないものとした。各橋脚は高さ20mの長方形箱型断面を有する鋼製橋脚とした。主桁および橋脚のモデルを表-1に示す。

2.2 支承条件

鋼製固定支承は、橋脚P1の上部、桁S1の左端に設置する。鋼製ローラー支承は橋脚P2の上部、桁S1の右端に設置し、縦方向(接線方向)のみに動くものとする。固定支承、ローラー支承のそれぞれの水平力 水平変位関係を図-3(a)、図-3(b)に示す。ローラー支承のばね係数 K_1 は支点反力による摩擦力が最大摩擦力以下の状態の剛性であり、 K_2 は、支承部に作用する水平力が最大摩擦より大きくなって、支承が滑る状態を表す剛性である⁴⁾。

また、桁S2を支える橋脚P2、P3、P4、P5の上部には、鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)支承を設置する。LRB支承は設置、取り替えが簡単で地震動を受けた際、上部構造に伝わる揺れを減衰させることができる。また、挿入された鉛プラグの高い剛性により、交通振動や暴風などに対する揺れは防ぐ働きがある。図-3(c)、表-2にLRB支承の水平力 水平変位関係、特性を示す。 K_1 はゴムと鉛プラグが一体となっている状態の剛性で、 K_2 はゴムの剛性、 F_1 は鉛プラグの降伏力を表す。また荷重配分比 $F_1/W=0.1$ 、剛比 $K_1/K_2=10.0$ である。

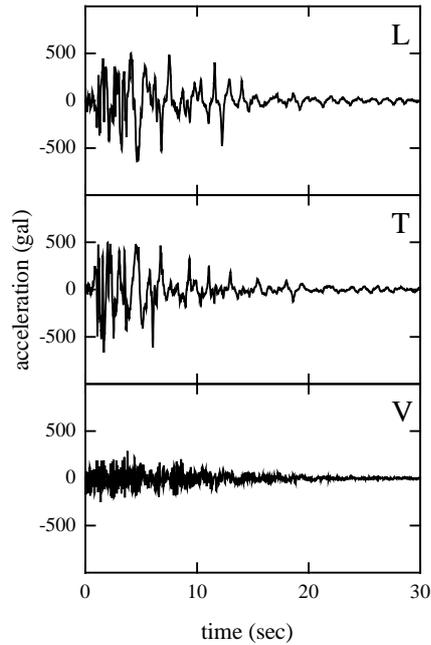


図-5 入力地震波 鷹取駅

表3 落橋防止構造(PCケーブル)の断面諸元

	E GPa	A *10 ⁻³ (m ²)	L (m)	K_1 (MN/m)	K_2 (MN/m)	F_1 (MN)	F_2 (MN)
R1	200	1.042	1.59	131.069	6.553	1.649	1.938
R2	200	1.765	1.73	204.053	10.203	2.584	3.04
R3	200	2.635	3.36	156.853	7.843	4.178	4.761

2.3 落橋防止構造のモデル

落橋防止構造は、下部構造や支承を破壊し、上下部構造間に桁かかり長を超えるような変位が生じないようにするために桁端部に設ける。落橋防止構造は上部構造と下部構造を連結する場合、上部構造および下部構造に突起を設ける場合と2連の上部構造を相互に連結する場合がある。本研究では、2連の上部構造を相互に3本のPC鋼材(PCケーブル)で連結する。また、今回はPCケーブル無し(R0)と、3種類のPCケーブル(R1、R2、R3)を用いた場合を対象とする。それぞれのPCケーブルの断面諸元は表-3に示す。地震時の桁間における衝突は衝突ばねによってモデル化することでばね係数 $K_i=980.0$ MN/mとした。桁の遊間量は0.1mと設定した。また、PCケーブルの遊びは0.025mとする。弾性範囲内のばね係数は K_1 、降伏時のばね係数は $K_2(K_2=0.05 * K_1)$ である。 F_1 は降伏力で、 F_2 は極限力を表す。

3. 解析方法

本研究では、まず弾塑性有限変位動的応答解析法を採用した。Newmark法($\gamma=0.25$)および修正Newton-Raphson法を併用し、平面骨組のための有限変位の応答解析法を3次元立体骨組構造に拡張したものである^{5)、6)}。本研究では鋼製橋脚を有する曲線格子高架橋を

対象とし、上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化する。116 要素に分割し、それぞれの要素を断面方向に20分割、部材軸方向5分割するファイバー要素を用いる。また使用する鋼材の応力 ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、降伏応力 235.4MPa、弾性係数 200GP、塑性域のひずみ硬化を 0.01 とする。構造減衰は質量比例型を仮定し、1 次の水平固有振動モードに対する減衰定数 $\gamma=2\%$ を基準とする。入力地震波は兵庫県南部地震のJR鷹取駅の記録を使用し、図-5 示す。これを橋脚基部の水平 2 方向、上下方向に作用させて高架橋全体系の地震応答解析を行った⁷⁾。

4. 解析結果

4.1 ローラー支承変位

大地震動を受ける高架橋の橋梁のローラー支承には大きな変位が生じる。ローラー支承の変位は橋軸方向の負方向にある範囲を超えると、桁S1 がP2 橋脚から落下する。PCケーブル無し(R0)と3種類のPCケーブル(R1、R2、R3)ごとに、曲率半径の違いによるそれぞれのローラー支承変位の最大値を図-6 に示す。また、本研究ではローラー支承変位限界を 40 cm とした⁸⁾。

図-6 より明らかなように、落橋防止構造なしの場合より、落橋防止構造付きの場合の方がローラー支承最大変位は大幅に減少することがわかる。また、PCケーブル無しの曲率半径 100m の場合を見ると、ローラー支承による変位が限界の 40cm 付近まで達している。これは、実際の高架橋の場合、桁 S 1 が橋脚 P2 から落下する可能性を示している。また、落橋防止構造を設置しない場合を曲率半径別に見ると、曲率半径 100m の場合を除いて、曲率半径 200m、400m、800m のそれぞれの場合は、曲率半径が小さくなるに伴いローラー支承変位はやや大きくなるものの、あまり大きな違いは見られない。つまり、落橋防止構造を設置しない場合、曲率半径の小さい曲線格子高架橋ほどローラー支承変位は大きくなる傾向にあり、落橋する可能性が高くなると言える。

次に落橋防止構造を設置した場合を曲率半径ごとに見ると、200m の場合に、各 PC ケーブルでローラー支承変位はやや大きくなるものの、あまり大きな違いは見られない。また、PC ケーブルの性質の違いによる差もほとんど見られず、どの PC ケーブルでもローラー支承変位は 15 ~ 20cm の間に収まっている。また曲率半径 100m の場合をみると、ローラー支承変位を抑える上で、落橋防止構造の設置がかなり効果的であることがわかる。

これらの結果より、曲線格子高架橋、特に曲率半径の小さい場合において落橋防止構造の設置は有効であると考えられる

4.2 桁間相対変位

大地震動を受ける高架橋の桁間部では大きな相対変位が生じる。ある範囲(桁間相対変位限界 15cm)を超えると車が通行できない状態となり、橋梁の使用性能を失うことになる。相対変位が生じる原因は、ローラー支承の最終位置と橋脚の傾きと考えられる。桁間相対変位の値を

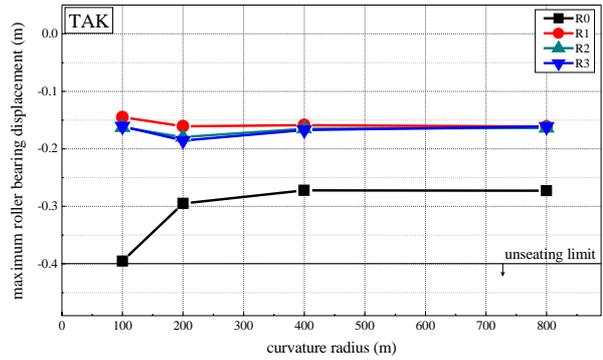


図-6 ローラー支承変位と曲率半径の関係

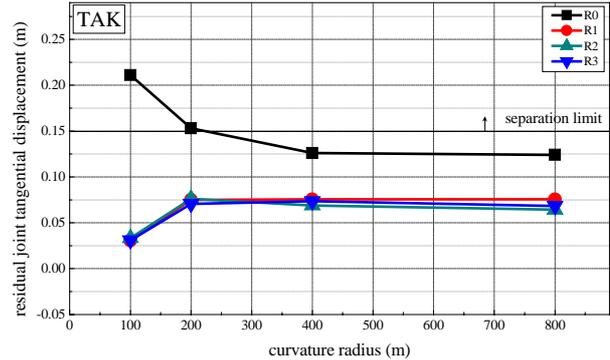


図-7 桁間相対変位と曲率半径の関係

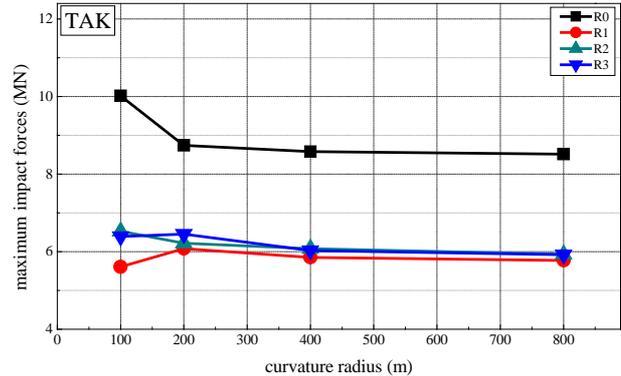


図-8 桁間衝突力と曲率半径の関係

図-7 に示す。各値は地震後の桁間相対変位の大きさを表す。まず、落橋防止構造(PCケーブル)無しの場合をみると、曲率半径 100m のとき、桁間相対変位つまり地震後の桁と桁の隙間の大きさが桁間相対変位限界 15cm を大きく超えている。また曲率半径 200m の場合も桁間相対変位限界 15cm に達していることがわかる。曲率半径 400m、800m の場合は、桁間相対変位限界には達していないもののいずれも 12 ~ 13cm と大きな変位を残している。また落橋防止構造を設置しない場合、曲率半径が大きくなるにつれて桁間相対変位は小さくなる傾向が見られる。

次に、落橋防止構造(PCケーブル)を設置した場合を見ると、PCケーブルの性質による差はあまり見られない。そして、曲率半径 200m、400m、800m では地震後の桁間相対変位はかなり近い値になることが分かる。またローラー支承変位と同様に曲率半径 100m の場合に、落橋

防止構造無しとは対照的に桁間相対変位は小さくなるのが分かる。つまり、曲率半径が小さい曲線格子高架橋において、桁間相対変位を抑える上で落橋防止構造の設置は効果的であることが分かる。またいずれの曲率半径の曲線格子高架橋においても落橋防止構造の設置で桁間相対変位が減少することが分かる。

地震後、桁間に変位が生じると非難するための車などだけでなく、救急車などの緊急車両の通行までもが不可能な状況になり、2次的被害を拡大させる恐れがある。よって地震の後の桁間相対変位を減少させるためには落橋防止構造(PC ケーブル)の設置が非常に有効であることがこの結果から言える。

4.3 桁間衝突力

大地震動を受ける高架橋の隣接する桁では衝突現象が発生する。桁間衝突により、桁端部にある支承がより大きな水平力を受けることにより桁端部の損傷や支承のアンカーボルトの破壊で落橋する場合がある。動的応答解析によって得られた桁間最大衝突力を図-8 に示す。まず、落橋防止構造(PC ケーブル)無しの場合を見ると、曲率半径 100mのときが最大で、曲率半径が大きくなるにつれ、桁間衝突力は一定の値に近づくことがわかる。

次に落橋防止構造を設置した場合の PC ケーブルの構造性能による違いを見ると一番細い PC ケーブル R1 で落橋防止構造を設置しない場合とは対称的に曲率半径 100 mのとき、桁間最大衝突力は一番小さくなるのが分かる。100m以外の曲率半径では、PC ケーブル R1 を設置した際の桁間最大衝突力がやや小さくなるものの、PC ケーブルの性質による差はあまり見られない。そして、いずれの曲率半径でも落橋防止構造を設置した場合の桁間衝突力は、設置しない場合の半分以下に減少することが分かる。そのため、地震時の桁間衝突力を減らし、桁端部の損傷や支承のアンカーボルトの破壊を抑えるためには落橋防止構造の設置が効果的であることが分かる。

5. まとめ

本研究はレベル2 地震動を受ける曲線格子高架橋の落橋を防止するために落橋防止構造の有効性と曲率半径の違い、PC ケーブルの性質の違いによる影響をローラー支承変位、桁間相対変位、桁間衝突力について検討した。

曲線格子高架橋において、曲率半径が小さくなるにつれて、ローラー支承変位は大きくなるのが分かった。しかし、落橋防止構造を設置することにより、ローラー支承変位は小さくすることができる。また、落橋防止構

造の設置は曲率半径が変わってもローラー支承変位の値を一定の範囲に収めることが分かった。

曲線格子高架橋において、曲率半径が小さくなるにつれて、桁間相対変位は大きくなるのが分かった。また、桁間相対変位を抑えるためには落橋防止構造の設置が重要で、落橋防止構造の設置は曲率半径が変わっても桁間相対変位の値を一定の範囲に収めることが分かった。曲線格子高架橋において、曲率半径が小さくなるにつれて、桁間衝突力は大きくなるのが分かった。落橋防止構造の設置は曲率半径が変わっても桁間衝突力の値を一定の範囲に収めることが分かった。

以上より、曲線格子高架橋において落橋防止構造の設置はローラー支承変位、桁間相対変位、桁間衝突力それぞれの値を小さくするだけでなく、曲率半径に関係なく一定の範囲に収めることが分かった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書説 耐震設計編、2002.
- 2) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉出版、2000.
- 3) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書 土木構造物の被害、橋梁、丸善、1995.12
- 4) Robinson, W.H., Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes. Earthquake Engineering Structures, Vol. 10, pp.593-604, 1982.
- 5) Daniel R.J. Hayashikawa T. and Obata, T. : Seismic performance of isolated curved highway viaducts equipped with unseating prevention cable restrainers, Journal of Construction Steel Research, Vol. 63, pp.237-253, 2007.
- 6) Carlos M.G. Hayashikawa T. and Daniel R.J. : Curvature effect on seismic behavior of curved highway viaducts with cable restrainers, Journal of Structural Engineering, Vol. 54A, pp.642-649, 2008
- 7) Daniel R.J. and Hayashikawa T. : Near-Fault Rupture-Directivity Effects on Orientation of 3D Simply Supported Highway Viaducts, Journal of Construction Steel, Vol.12
- 8) Carlos M.D. Hayashikawa T. and Daniel R.J. : Effects of curvature radius on nonlinear seismic response of curved highway viaducts equipped with unseating prevention cable restrainers, Journal of Construction Steel, Vol.12, pp.91-98, 2006