

橋梁の地震応答低減に及ぼす U型免震ダンパーの効果

室谷 奈津美1・川島 一彦2

¹東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1) E-mail: murotani.n.aa@m.titech.ac.jp ²東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻(同上) E-mail:kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp

強震動下で桁衝突によって引き起こされる複雑な地震応答を防止するためには、桁の応答変位をできる だけ低減させることが重要である.このためには、単に弾性積層ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造 ではなく、エネルギー吸収性能のある免震支承を用いた免震構造や、これにさらにU型免震ダンパーを併 用してエネルギー吸収性能を高めることが有効である.本研究は橋長240mの2径間連続橋3連からな る高架橋を対象に、高減衰積層ゴム支承を用いて免震構造とした橋にU型免震ダンパーを付加することに よる効果を弾性積層ゴム支承を用いて地震時水平力分散構造とした場合も含めて検討したものである.

Key Words : Brisge, Seismic design, Passive dampers, Seismic isolation

1. はじめに

兵庫県南部地震を契機として、弾性積層ゴム支承を用い た地震時水平力分散構造やエネルギー吸収性能を有する 積層ゴム支承を用いた免震設計が広く採用されている.いず れの構造も鋼製支承に比較して変形性能に富み、地震時に 上下部構造間に生じる相対変位に追従できる結果、支承の 破断を防止でき、上下部構造の連結が失われることによる被 害を防止できると期待されている.

しかしながら、こうした変形性の高い弾性積層ゴム支承を 用いた構造では、一般に下部構造に対する桁応答変位が 大きく、断層近傍地震動の作用下では標準的な都市高架橋 においても±500mm 程度に達することが知られている。桁の 応答変位が大きいと、ジョイントを含めた桁端の衝突に伴って 複雑な地震応答が生じることから、できるだけ桁応答変位を 低減させることが求められている。

本研究は、地震時の橋梁の桁応答変位を低減させる目的 で建築物に使用されている U型免震ダンパーを用いた場合 の効果を非線形動的解析により検討するものである.



写真-1 繰り返し載荷実験装置にセットされた U 型免震 ダンパー(新日鐵エンジニアリングによる)

2. U型免震ダンパーの基本特性

U型免震ダンパーは写真-1 に示すように、低降伏点鋼材をU型に曲げ、これを水平2方向に抵抗できるように複数本配置したものである。建築用に開発されたもので、既存の積層ゴム支承や免震支承と別置き可能であるが、既存支承を取り巻くように配置することもできることから、付加ダンパーの設置スペースに乏しい橋梁への適用性にも優れている。U型ダンパーの厚みや幅、本数を変化させることにより、いろい







図-1 解析対象橋

ろなエネルギー吸収性能と剛性の組み合わせを得ることができる.

渡辺,野呂によれば、U型免震ダンパーはほぼ弾塑性型履 歴特性を有しており、水平方向にはどの方向に対してもほぼ 同等の履歴特性を示すことが明らかにされている¹.

3. 解析対象橋及びモデル化

U型免震ダンパーを免震橋に設置することにより、どの程 度の桁応答変位の低減効果があるかを検討するため、図-1 に示すように、3連の2径間連続桁橋(橋長 240m)を解析対 象とする. 支承条件は高減衰積層ゴム支承とするが, 弾性積 層ゴム支承で支持した地震時水平力分散構造との比較も解 析対象に取り入れることとし、1) 天然ゴムを用いた弾性積層 ゴム支承による地震時水平力分散構造,2)高減衰積層ゴム 支承を用いた免震構造、3)高減衰積層ゴム支承を用いた免 震構造にさらに付加ダンパーとして U 型免震ダンパーを各 支承位置に設置した場合の3ケースとする.なお、道路橋示 方書に基づくと、 地震時水平力分散構造と免震構造では橋 脚の許容応答じん性率が異なるが、このようにすると、橋脚断 面が異なり固有周期特性も変化するため、直接両構造の特 性を比較することができない.このため,ここでは,両構造の 応答を直接比較できるように,免震構造を採用した場合にも 地震時水平力分散構造と同一断面の橋脚を仮定することと した.

解析対象橋は道路橋示方書に基づいて地震時保有水平 耐力法により耐震設計されており、両端の2基の橋台と5基の 矩形断面 RC 橋脚で支持されている.桁は幅員 11.5mで、橋 脚高さは 10m,幅 2.2m とごく一般的な高架橋である.桁と橋 台間および桁間の遊間は 200mm である.道路橋示方書で は桁間衝突が生じないように遊間を設けることとされているが、 桁応答が容易に±300mm 以上に達する可能性があることか ら、規定通りの設計は困難であり、結果的に免震設計がボイ コットされてしまうことを考え、ここでは 200mmとしたものである. 弾性積層ゴム支承及び高減衰積層ゴム支承のゴム層のせん 断弾性係数はともに 0.8MPa である.橋台上の支承を例にと ると、弾性積層ゴム支承の剛性は5支承あたり 23.6MN/m、高 減衰積層ゴム支承の剛性は5支承あたり初期剛性 47.6MN/m、 2次剛性が 9.07MN/m であり、降伏変位は 16mm、設計変位 は 178mmである.

一方、U型免震ダンパーとしてはいろいろな特性のものを 選定可能であるが、ここでは降伏荷重が 368kN,降伏変位が 24.2mm で、破断までの繰り返し回数が20回程度となる使用 変形変位とこれが5回程度となる限界変形変位がそれぞれ 450mm 及び 650mm のダンパー(NSUD45×8)を用いることと した、5基あたりの U 型ダンパーの初期剛性は 76MN/m、2 次剛性は 1.28MN/m である. U 型ダンパーの特性は高減衰 積層ゴム支承の復元力と比較して同程度の大きな復元力を 有し、かつ桁の応答変位に追従できるという観点から選択し た. なお、ダンパーは各橋脚、橋台上に5基設置している. た だし、橋台上では、ジョイントの衝突を防止する目的で橋軸 直角方向の桁の移動を拘束している.

周辺地盤は N 値 50 以上の良質な砂質土地盤であり,橋脚,橋台ともに直接基礎で支持されている.

解析では、対象橋を離散型骨組み構造としてモデル化した。桁は全断面有効剛性を有する線形はり要素でモデル化した。桁と橋台間及び桁間の衝突を表すため、衝突ばねを用いた²³³.橋脚及び橋台は図-2に示すようにモデル化した。 橋脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素で、塑性ヒンジ区間以外は降伏剛性を有する線形はり要素でモデル化した。 た.ファイバー要素解析では、帯鉄筋によるコンクリートの横 拘束効果を考慮することとし、骨格曲線はHoshikumaらのモデ ル⁴⁾⁵⁾を、また、除荷、再載荷履歴は堺らのモデル⁶⁾⁷⁾を用いた。さらに、鉄筋の履歴は堺・川島による修正Menegotto-Pinto



モデルを用いた⁸⁾.

弾性積層ゴム支承は線形ばね要素により、また、高減衰積 層ゴム支承およびU型免震ダンパーは図-3に示すバイリニア



図-5 入力地震動

型履歴を有するばね要素によりモデル化した.

フーチングは剛な3次元はり要素で格子状にモデル化し, フーチング質量と上載土の質量は、格子の各節点に分散させた.橋台においては、橋台+背面土~盛土間には小林・ 運上らのモデルを用いた⁹⁾.橋台~盛土間の地盤ばねはケ ーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数より求めた.非線 形ばねの履歴を図-4に示す.なお、盛土自身も強震動を受 けると3次元的に応答するため、盛土をせん断系+上下方向 振動モデルによりモデル化した.

橋脚の塑性ヒンジ部をはじめ、高減衰積層ゴム支承やU型 免震ダンパー等が線形領域にある状態での橋梁の固有周





期特性を求めると、1次固有周期は、弾性積層ゴム支承で支持した場合には1.0%であるのに対して、高減衰積層ゴム支承 で支持した場合には0.85%、これにさらにU型免震ダンパーを 付加した場合には0.72%となる.ここで、1次振動モードはいず れも支承の変形に伴う桁の橋軸方向の並進モードである.

減衰はRayleigh減衰として与えることとした.要素減衰定数 を,桁では2%,橋脚の塑性ヒンジ区間では2%,塑性ヒンジ区 間以外では5%,橋台パラペット部,躯体部,フーチング部で はともに5%,地盤ばねでは10%とし,ひずみエネルギー比例 減衰法によって各次のモード減衰次数を求めた後, Rayleigh 減衰の2つのパラメータを定めた.

入力地震動としては図-5に示すように、1995年兵庫県南部 地震によるJMA神戸海洋気象台記録およびJR鷹取駅記録 を用いた.JR鷹取駅記録はII種地盤上で得られたが、もともと 地震動の特性には不明な点が多く、我が国で得られた最も パンチのある地震動という観点から本解析に用いたものであ る.橋軸方向及び橋軸直角方向にはそれぞれNS成分およ びEW成分を、鉛直方向にはUD成分を入力し、3方向同時 入力による応答を求めた.本文では、JR鷹取駅記録を入力し た場合の結果を中心に結果を示す.



図-7 弾性積層ゴム支承で支持した場合の桁の応答変位

4. 弾性積層ゴム支承を用いた地震時水平力分散構 造

免震支承及びこれにU型免震ダンパーを設置した場合の 比較対象として、弾性積層ゴム支承を用いた地震時水平力 分散構造を採用した場合の地震応答を最初に示す.図-1に 示すように、橋台A1上の桁D1と橋脚P2上の桁D2に着目し、 これらの応答加速度及び応答変位を示すと図-6、図-7のよう になる.A1上およびP2上の桁の最大応答加速度は、橋軸方 向にはそれぞれ、117.8m/s²、13.5 m/s²、橋軸直角方向にはそ れぞれ、7.7 m/s²、16.3 m/s²となる.A1上における橋軸方向の 最大応答加速度が非常に大きいのは、橋台~桁間で衝突 が生じたためである.桁とA1との最大衝突力は17.1MNであ り、これは桁重量(12.3MN)の1.4倍に相当する.

一方, A1及びP2上の桁の最大応答変位は, 橋軸方向に はそれぞれ0.34m, 0.40m, 橋軸直角方向にはそれぞれ 0.02m, 0.43mと, 移動を拘束したA1上の橋軸直角方向を除 けば相当大きい. このため, 上述したように, 桁とA1間で衝突 が生じるとともに, ジョイントにも相当の被害が生じると考えら れる.

このときの P2 の塑性ヒンジ区間における曲げモーメント~ 曲率の履歴は図-8 のようになる.最大曲率は、橋軸方向に



表-1 橋脚の保有耐力											
		曲率	モーメント	変位	水平力						
		(1/m)	(MNm)	(m)	(MN)						
橋軸 方向	初降伏	1.052×10^{-3}	42.9	0.0308	4.29						
	降伏	1.192×10^{-3}	48.6	0.0349	4.86						
	終局	2.276×10^{-2}	48.6	0.1697	4.86						
橋軸 直角 方向	初降伏	4.432×10^{-4}	58.5	0.0189	5.85						
	降伏	6.471×10^{-4}	85.5	0.0276	8.55						
	終局	5.361×10^{-3}	85.5	0.1360	8.55						

図-8 弾性積層ゴム支承で支持した場合の橋脚 P2 基部における曲げモーメントー曲率関係

(a) P2 橋脚上の D2 桁	(a) P2 橋脚上の D2 桁の最大応答加速度 (m/s ²)							
入力地震動		JR鷹取		JMA神戸				
方向		LG	TR	LG	TR			
弾性積層ゴム支承		13.5	16.3	13.2	12.8			
高減衰積層ゴム支承		162.6	10.3	6.3	4.8			
高減衰積層ゴム支承+U型免震	ダンパー	10.2	9.4	11.9	14.2	_		
						-		
(b) P2 橋脚上の D2 桁の最大応答変位 (m)								
入力地震動	入力地震動		JR鷹取		JMA神戸			
方向		LG	TR	LG	TR			
弾性積層ゴム支承		0.40	0.43	0.37	0.33			
高減衰積層ゴム支承		0.50	0.48	0.23	0.18			
高減衰積層ゴム支承+U型免震	ダンパー	0.19	0.17	0.2	0.27			
						-		
(c) P2 橋脚の:	最大応答曲率	쬗 (1/m)						
入力地震動	JR	R鷹取		JMA神戸		戸		
方向	LG	T	TR			TR		
弾性積層ゴム支承	5.63 x10 ⁻³	1.87	$1.87 \mathrm{x10^{-3}}$		3.43×10^{-3}			
高減衰積層ゴム支承	$2.80 \mathrm{x10^{-3}}$	9.14	x10 ⁻⁴	1.08 x	10 ⁻³	2.77 x1		
高減衰積層ゴム支承+U型免震ダンパー	2.51×10^4	5.87	5.87×10^4 2.74×10^3		10 ⁻³	8.77 x1		

表-2 最大応答値の比較

は 5.63×10³/m, 橋軸直角方向には 1.87×10³/m である. なお, 橋脚の降伏曲率, 降伏モーメント, 終局曲率等は表-1 の通りである.

表-2は以上に示した最大応答加速度,変位,曲率を示した結果である.JMA神戸地震動を作用させた場合の結果とともに,後述する免震支承で支持した場合とこれにさらにU型免震ダンパーを設置した場合の結果も比較のために示している.

5. 高減衰積層ゴム支承を用いた免震構造

弾性積層ゴム支承を高減衰積層ゴム支承に取り替えた場合の桁の応答加速度,応答変位を示すと、図-9、図-10のよう

になる.上述した地震時水平力分散構造の場合と同じく,A1上の桁D1とP2上の桁D2に着目して応答を示している.A1及びP2上の最大応答加速度は,橋軸方向には,それぞれ54.2m/s²,162.6 m/s²,橋軸直角方向には,それぞれ7.2 m/s²,10.3 m/s²である.A1上で橋軸方向の最大応答加速度が非常に大きいのは,橋台~桁間および桁間で衝突が生じるためである.地震時水平力分散構造に比較し,A1上及びP2上における桁の最大応答加速度は,橋軸直角方向にはそれぞれ0.93倍,0.63倍に減少するが,橋軸方向には衝突の影響で最大応答加速度はかえって大きくなる.A1及びP2位置における最大衝突力はそれぞれ26.2MN,86.1MNであり,これらは桁重量(12.3MN)の2.2倍,7倍に達する.

A1及びP2上における桁の最大応答変位は、橋軸方向に は、それぞれ0.33m、0.50m、橋軸直角方向には、それぞれ



(2) 橋軸直角方向 図-9 高減衰積層ゴム支承で支持した場合の桁の応答加速度

0.01m, 0.48mである. 橋軸方向には橋台の剛性が高く, A1上 の支承では移動を拘束しているため、ここに生じる桁変位は 小さい. 地震時水平力分散構造に比較し, P2上の最大応答 変位は,橋軸方向には1.25倍に,橋軸直角方向には1.11倍 になる. ただし, 表-2によれば, JMA神戸海洋気象台記録を 作用させた場合には、地震時水平力分散構造に比較して、 P2上の最大応答変位は橋軸方向には0.63倍に、橋軸直角方 向には0.55倍に、それぞれ減少する、このように桁の応答変 位を低減するために免震化することによる効果は入力地震 動により変化する.

一方, P2 の塑性ヒンジ区間の曲げモーメント~曲率の履 歴特性を示すと、図-11 のようになる.最大曲率は、橋軸方向 には 2.80×10³/m, 橋軸直角方向には 9.14×10⁴/m であり, 地震時水平力分散構造に比較し, 橋軸, 橋軸直角方向とも 約 1/2 に減少する.JMA 神戸海洋気象台記録を作用させた 場合も同様であり、0.23~0.3 倍に減少する. 上述したように、 高減衰積層ゴム支承を用いても桁の応答変位は入力地震 動により減少したり増加したりするが、それにもかかわらず高 減衰積層ゴム支承を用いた方が塑性ヒンジ部の橋脚の最大 曲率が 1/2 倍に減少するのは、高減衰積層ゴム支承の塑性 化に伴う支承変位の増大である. A1 及び P2 位置における 高減衰積層ゴム支承の水平力~水平変位の履歴曲線を示 すと、図-12 のようになり、A1 及び P2 位置における高減衰積



図-10 高減衰積層ゴム支承で支持した場合の桁の応答変位



図-11 高減衰積層ゴム支承で支持した場合の橋脚 P2 基部に おける曲げモーメントー曲率関係

層ゴム支承(5 主桁に相当する5支承分)の最大水平変位は、 橋軸方向にはそれぞれ 0.32m, 0.37m, 橋軸直角方向にはそ れぞれ 2.8×10⁵ m, 0.37m となる.A1 上の橋軸直角方向は, 相対変位が小さいのは、ここで桁移動を拘束しているためで ある. 前述した地震時水平力分散構造の場合には, 弾性積 層ゴム支承に生じる最大応答変位は、橋軸方向には A1, P2 上でそれぞれ 0.33m, 0.23m, 橋軸直角方向には P2 上で 0.3m であり、地震時水平力分散構造の場合に比較して高減 衰積層ゴム支承で支持した場合には、橋軸方向の A1, P2 上でそれぞれ 1.03 倍, 0.62 倍, 橋軸直角方向の P2 上で 0.81 倍となる.なお、前述したように、本解析に用いた高減衰積層



(2) 橋脚 P2 位置



ゴム支承の設計変位は 0.178m であり, 上記の支承の応答変 位はこれよりも大きい, 従って, 本来は支承サイズを変更しな ければならないが, 本解析では免震橋の設計を行っている わけではないこと, また, 支承サイズを変更しても支承の履歴 特性は根本的な変化は無いことから支承の再設計のプロセ スは省略している.

6. U型免震ダンパーを付加した場合

上記2ケースと同じように、A1上及びP2上における桁の応 答加速度及び応答変位を図-13、図-14に示す.A1及びP2上 における桁の最大応答加速度は、橋軸方向にはそれぞれ 9.2m/s²、10.2m/s²、橋軸直角方向にはそれぞれ 6.9m/s²、 9.4m/s²と、橋台~桁間及び桁間に衝突が生じないため、高 減衰ゴム支承で支持した場合に比較し、橋軸方向の加速度 応答は大幅に減少する.

これに対して、A1及びP2における桁の応答変位は、橋軸 方向にはそれぞれ 0.16m、0.19m、橋軸直角方向にはそれぞ れ 0.01m、0.17m である. 高減衰積層ゴム支承で支持した場 合に比較し、A1及びP2 における桁の最大応答変位は、橋



(2) 橋軸直角方向 図-13 U型免震ダンパーを付加した場合の桁の応答加速度

軸方向にはそれぞれ 0.49 倍, 0.38 倍に, 橋軸直角方向には P2 において 0.35 倍に減少する. さらに, 弾性積層ゴム支承 で支持した場合に比較すると, A1 及び P2 で桁の最大応答 変位は, 橋軸方向ではそれぞれ 0.49 倍, 0.48 倍に, 橋軸直 角方向では P2 で 0.39 倍に減少する. 以上より, U 型ダンパ ーは桁応答変位の制御に大きく寄与していると言える.

また, P2 の塑性ヒンジ部の曲げモーメント〜曲率の履歴曲線を示すと、図-15 のようになる.最大曲率は、橋軸方向には 2.50×10³/m、橋軸直角方向には 5.87×10⁴/m であり、高減衰積層ゴム支承で支持した場合に比較し、橋軸方向には 0.89 倍、橋軸直角方向には 0.64 倍に減少している.また、弾性積層ゴム支承を用いて地震時水平力分散構造にした場合に比較して、最大曲率は橋軸方向には 0.46 倍、橋軸直角方向には 0.31 倍に減少し、橋軸及び橋軸直角方向ともに U型免震ダンパーの効果が現れている.

しかしながら, 表-2 に示すように, JMA 神戸海洋気象台記 録を入力した場合には, P2 上の桁の応答変位は高減衰積 層ゴム支承だけで支持した場合に比較して, 橋軸方向だけ には 0.86 倍に減少するが, 橋軸直角方向には 1.5 倍に増大 し, 応答加速度は橋軸方向には 1.88 倍, また, 橋軸直角方 向には 2.26 倍に増大する. さらに, P2 の最大曲率は, 橋軸 方向には 2.5 倍に, また橋軸直角方向には 3.2 倍に増加する.



これは U 型免震ダンパーの復元力が加わることによって,橋 脚の曲げ塑性化が進行するためと考えられる.このように,高 減衰積層ゴム支承だけで支持した場合に比較して, U 型免 震ダンパーを設置すると,桁の応答変位は同程度か多少減 少するが,桁の応答加速度や橋脚の塑性曲率は増大する場 合もあることに注意しなければならない.ただし,降伏強度が もう少し小さい U 型免震ダンパーを用いた場合にどのような 応答になるかについては,今後さらに検討する必要がある.

A1 及び P2 位置における高減衰積層ゴム支承および U 型免震ダンパーの水平力~水平変位の履歴を示すと、図-



16, 図-17 のようになる. A1 及び P2 位置における高減衰積

層ゴム支承及び U 型免震ダンパーの最大応答変位は,橋 軸方向にはそれぞれ 0.14m, 0.09m,橋軸直角方向にはそれ ぞれ 2.9×10⁵ m, 0.06m であり,比較的小さな値に抑えられ ている.これを高減衰積層ゴム支承だけで支持した場合と比 較すると, A1 及び P2 位置における高減衰積層ゴム支承の 最大応答変位は,橋軸方向にはそれぞれ 0.44 倍及び 0.24 倍に,橋軸直角方向に P2 で 0.16 倍に減少する.従って, U 型免震ダンパーは支承の応答変位を抑えるためにも有効に 機能する.

7. 結論

高減衰積層ゴム支承を用いて免震設計された橋梁に U 型免震ダンパーを付加することによる影響を弾性積層ゴム支 承を用いて地震時水平力分散構造とした場合も含めて,橋 長 240m の3連2径間連続橋を対象として検討した.本検討 により得られた結論を示すと以下のようになる.

1) 高減衰積層ゴム支承を用いて免震構造とした橋梁にU型 免震ダンパーを付加すると、JR鷹取駅記録の作用下では桁 の応答変位を減少させることができる.ただし、U型免震ダン パーの復元力が加わることにより、JMA神戸海洋気象台記録 を作用させた場合のように桁の応答変位やさらには橋脚の 塑性ヒンジ領域における塑性曲率が増大する場合もあるた め、こうした応答の増加があり得ることを考慮した上でU型免 震ダンパーを利用する必要がある.

2) 弾性積層ゴム支承を用いて地震時水平力分散構造と した場合に比較し、高減衰積層ゴム支承を用いて免震構 造にしたり、これらさらに U 型免震ダンパーを加えた場合に は、桁の応答変位や橋脚の塑性曲率は減少する. したがっ て、免震設計とせず地震時水平力分散構造を用いる場合に も、エネルギー吸収性能のある高減衰積層ゴム支承やこれ にさらにU型免震ダンパーを併用することは、桁の応答変位 を減少させ、桁衝突によって複雑な橋の地震応答が引き起こ されることを防止すると同時に、橋脚の損傷を低減させるため に有効である.

3) 今回の検討では、桁の応答変位に追従ができ、かつ、で きるだけ大きな復元力を有するという観点から U 型ダンパー の規格を選定したが、もう少し免震支承の復元力と近接した 復元力を有する U 型ダンパーの効果を今後検討する必要 がある. 謝辞:本検討に用いたU型免震ダンパーの特性は新日鉄エ ンジニアリングの佐伯英一郎氏,渡辺 厚氏にご教示頂い た.ここに記して厚くお礼申し上げる次第である.

参考文献

- 渡辺厚,野呂直以:鋼製U型ダンパーの性能確認試験, 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計 に関するシンポジウム講演論文集,pp.139-146,2007.
- 川島一彦:動的解析における衝突のモデル化に関する一 考察,土木学会論文報告集,第308号,pp.123-126,1981.
- 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,675/1-55, pp. 125-139, 2001.
- 4) 星隈順一,川島一彦,長屋和宏:鉄筋コンクリート橋脚の地 震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係,土木学会論文集,520/I-28, pp. 1-11, 1995.
- Hoshikuma, J., Kawashima, K. Nagaya, K. and A. W. Taylor: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(5), pp. 624-633, 1997.
- 6) 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,654/-52, pp.297~316,2000.
- Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and Reloading Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.132, No.1 pp.112-122, 2006.
- 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,738/1-64, pp. 159-169,2003.
- 9) 小林寛, 運上茂樹, 西岡勉: 両端部に橋台を有する既設橋 梁の橋全体系に着目した耐震補強法の検討, 第7回地震時 保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関する シンポジウム講演論文集, pp. 267-270, 2004.

(2007. 4.6 受付)

EFFECT OF U-SHAPED STEEL DAMPERS FOR MITIGATING SEISMIC RESPONSE OF BRIDGES

Natsumi MUROTANI and Kazuhiko KAWASHIMA

Reducing deck displacement directly enhances the seismic performance of bridges because excessive deck displacement results in complex bridge response due to pounding between decks. Seismic isolation using passive energy dissipators is beneficial for enhancing bridge performance under near-field ground motions. U-shaped steel dampers are effective for mitigating bridge response. This paper shows an analysis on the effectiveness of U-shaped steel dampers which are set to an isolated viaduct. Seismic response of an isolated viaduct with U-shaped steel dampers is clarified based on nonlinear dynamic response analysis.