

# PC有ヒンジ箱桁橋の桁連続化と 制震デバイスの適用による耐震性能照査

杉岡 弘一<sup>1</sup>・福島 誉央<sup>2</sup>・光川 直宏<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理部 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail:koichi-sugioka@hanshin-exp.co.jp

<sup>2</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理部 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail:takahisa-fukushima@hanshin-exp.co.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社建設技術研究所 大阪本社 (〒541-0045 大阪市中央区道修町1-6-7)

E-mail:mitukawa@ctie.co.jp

PC 3 径間連続有ヒンジ箱桁橋のレベル 2 地震動に対する耐震性能向上対策として、中央ヒンジ部での主桁連続化と端橋脚および中央ヒンジ部での制震デバイスの適用について、その有効性を非線形時刻歴応答解析の実施を通して検証した。その結果、制震デバイスの適用としては、せん断パネルダンパーや粘性ダンパーのエネルギー吸収による減衰効果により、制震デバイスを適用しない場合に比べて補強規模を低減できることを確認した。併せて、端橋脚の水平変位が大きく低減することを確認した。また、中央ヒンジ部の主桁連続化は、さらに耐震性能の向上に寄与し、補強規模を大きく低減できることを示した。

**Key Words :** seismic response control devices, continuing beams, seismic retrofit, dynamic analysis, PC hinged rigid frame bridge

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以降、巨大地震に対する橋梁の安全性向上を目指して、全国で橋梁の耐震補強が実施されてきている。道路橋の耐震補強法として、一般高架橋の耐震補強に適用される通常の耐力・じん性を向上させる方法でなく、ダンパーなどのデバイスを用いて積極的に損傷を制御する制震・免震設計法<sup>1)~4)</sup>の適用が増加してきている。これらの制震・免震設計法によれば、主構造の損傷の回避や補強範囲の縮小、あるいは補強部材の小規模化などコスト縮減効果が期待でき、特に、既設長大橋の耐震補強における適用の効果は大きい。阪神高速道路においても制震デバイスとして履歴減衰型のせん断パネルダンパーの適用を試み、従来の変位制限構造による補強案との比較設計を通して、長大橋の構造的特性を考慮した最適な耐震補強構造を提案している<sup>5)~10)</sup>。せん断パネルダンパーの他にも個々の長大橋の構造特性に適合する免震・制震技術を積極的に採用し、合理的な長大橋の耐震補強を実施してきている<sup>11)~15)</sup>。これらの阪神高速道路における耐震補強については文献<sup>16)</sup>にも示している。

その他の道路や鉄道の高架橋でも、せん断パネルダンパーを適用した耐震補強検討<sup>17)~20)</sup>が実施され、その有効性が示されてきている。

PC有ヒンジ箱桁橋は、構造設計の容易さや経済的優位性から1960年から1980年代にディビダーク工法にて多く架設されている。しかし、有ヒンジという構造形式から、コンクリートの収縮やクリープ等による時間依存変位が大きく、中央ヒンジでは建設時に予測した変形やたわみを上回ることがある。その結果、中央ヒンジ支承が摩耗損傷し、車両走行時に振動・騒音が発生するとともに、車両走行性の低下等の機能障害が生じており、主桁連続化を含む補強対策が実施されている<sup>21)~26)</sup>。

本研究では、まず、対象とするPC 3 径間連続有ヒンジ箱桁橋全体系に対して、道路橋示方書 耐震設計編<sup>27)</sup>に示されるレベル 2 地震動のタイプ およびタイプ を入力地震動として、橋軸方向の非線形時刻歴応答解析を実施し、現況構造での耐震性能を照査した。次に、PC 3 径間連続有ヒンジ箱桁橋の耐震性能向上対策として、既設長大橋の耐震補強において適用効果の大きい制震デバイスを用いた補強案を、中央ヒンジ部での主桁連続化

とともに検討した。対象橋梁は橋軸直角方向については補強が不要との照査結果であったため、本研究の対象外とした。補強構造の検討から、PC 3 径間連続有ヒンジ箱桁橋における制震デバイスの種類や配置の違いによる耐震性能向上効果について、中央ヒンジ部の主桁連続化による耐震性能向上効果とともに考察した。

## 2. 現況構造の耐震性能照査

### (1) 対象橋梁の概要

本論文で対象とした橋梁は、阪神高速道路に架橋された橋長 166m（側径間 48m+中央径間 70m+側径間 48m）の 3 径間連続 PC 有ヒンジ箱桁橋である。図-1 に橋梁一般図を示す。

下部構造は、P1, P2, P3 橋脚が門型鉄筋コンクリート橋脚、P4 橋脚が単柱式鉄筋コンクリート橋脚となっている。全ての橋脚は兵庫県南部地震後、鋼板巻立て工法によって既に補強されている。支承条件については、中間支点 P2, P3 橋脚では上下部剛結構造であり、端橋脚 P1, P4 橋脚では橋軸方向に対して鋼製の可動支承が、中央ヒンジ部は鋼製のゲレンク沓が採用されている。なお、端橋脚 P1, P4 橋脚の橋軸直角方向は固定である。

しゅん工は 1964 年（昭和 39 年）であり、耐震設計はレベル 1 地震に対して震度法により行われている。地盤種別は 種地盤であり、建設時の設計水平震度は 0.25 である。

### (2) 入力地震波

解析に用いる地震波は、道路橋示方書 耐震設計編<sup>27)</sup>に示される 種地盤の標準加速度波形を用いた。表-1 に入力地震波を示す。

表-1 入力地震波

地震名	記録場所及び成分	呼び名
平成15年 十勝沖地震	直別観測点地盤上 [EW成分]	- 1
平成23年 東北地方 太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 [EW成分]	- 2
	阿武隈大堰管理所構内地盤上 [NS成分]	- 3
平成7年 兵庫県南部 地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上 [NS成分]	- 1
	JR西日本鷹取駅構内地盤上 [EW成分]	- 2
	大阪ガス葺合供給所構内地盤上 [N27W成分]	- 3

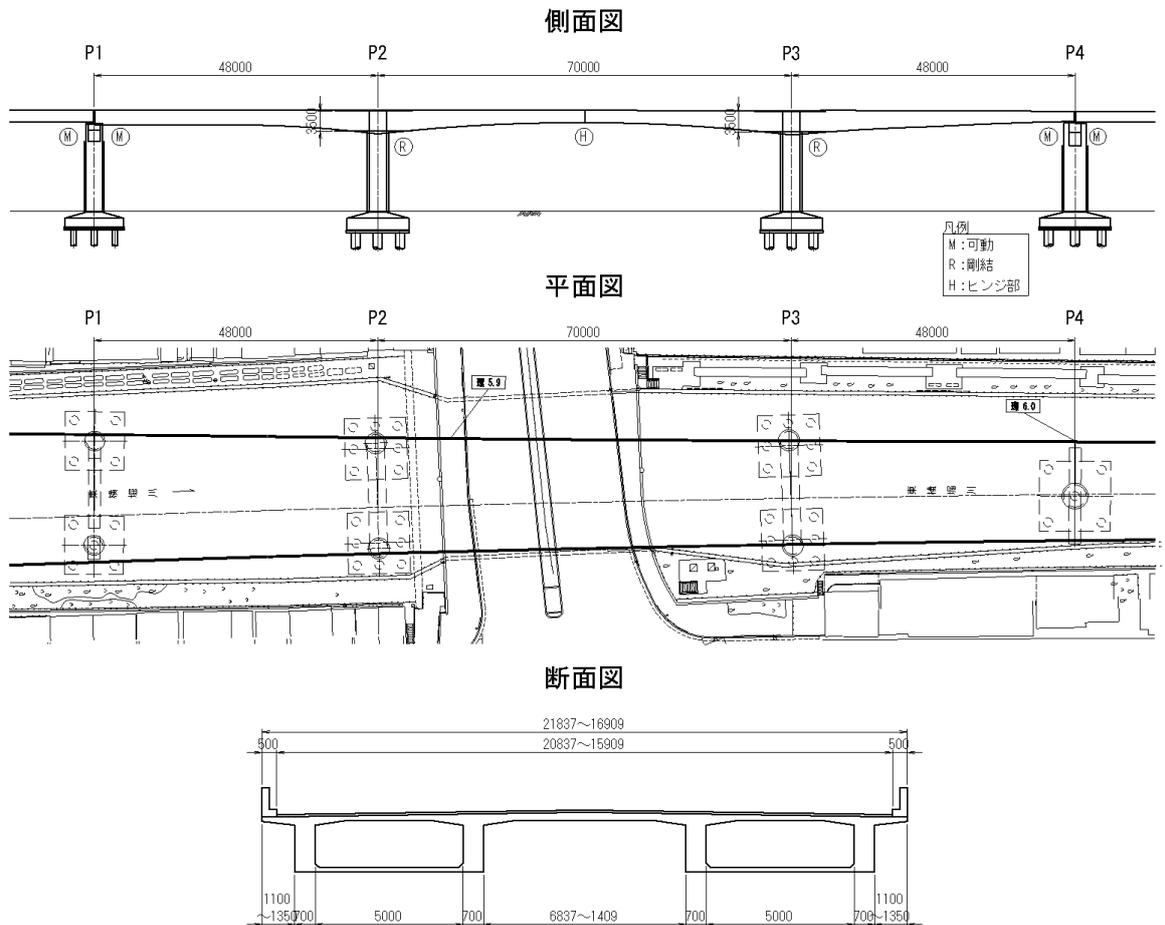


図-1 対象橋梁一般図（単位 mm）

### (3) 解析モデル

対象橋梁の耐震性能を照査するために、3次元骨組モデルにより非線形時刻歴応答解析を実施した。解析に用いたソフトはTDAP (Ver3.05\_01)である。解析条件を表-2に、解析モデルを図-2に示す。

各部材のモデル化にあたり、上部構造や橋脚については、降伏が予想されることから非線形部材としM-要素によりモデル化<sup>28)-29)</sup>した。上部構造の非線形特性を図-3に、下部構造の非線形特性を図-4に示す。

鉄筋コンクリート橋脚においては、梁部を剛部材、柱部を非線形はり要素でモデル化した。鉄筋コンクリート橋脚柱部においてはTakedaモデルを用い、その除荷時剛性低下指数は0.4とした。また、基礎は線形バネとして基礎中心に集約して設置した。

表-2 解析条件

解析手法	時刻歴応答解析	
固有値解析	サブスペース法	
積分手法	Newmark - 法 ( $\gamma=0.25$ )	
減衰の評価方法	Rayleigh 減衰	
積分時間間隔	0.002 ( Sec )	
要素条件	上部構造	非線形はり要素
	下部構造 ( 梁 )	剛部材
	下部構造 ( 橋脚 )	非線形はり要素
	支承	線形バネ要素
上部工部材の復元モデル	トリリニア型 ( 非線形弾性 )	
橋脚部材の復元モデル	トリリニア型 ( Takeda モデル )	
要素別減衰定数	上部構造 ( PC 桁 ) : 3% RC 橋脚 : 2% 基礎 : 20%	

### (4) 固有振動特性

固有値解析における代表的な固有振動モードを図-5に示す。橋軸方向1次モードは、固有周期約0.84秒、有効質量比約60%であり、中間橋脚部の並進に伴い上部構造が鉛直にたわむ振動形状を示した。橋軸方向2次モードは、固有周期約0.06秒、有効質量比約1%となり、上部構造の変形は小さく端橋脚が大きく変形する振動形状を示した。橋軸方向1次モードの固有周期に相当する最大加速度応答スペクトルは、約1750galであった。

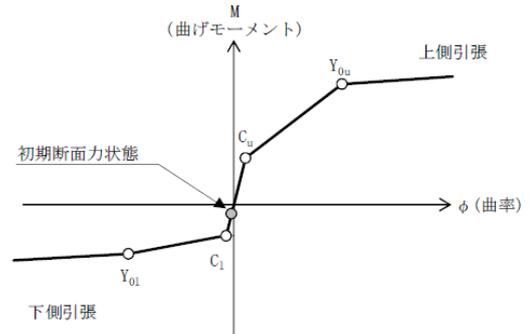


図-3 上部構造の非線形モデル

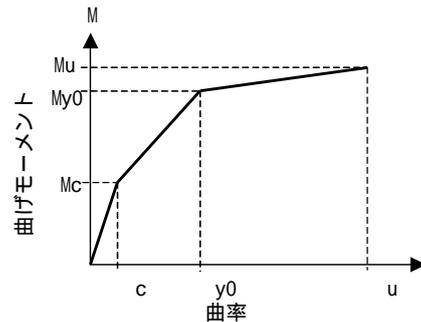


図-4 RC橋脚の非線形モデル

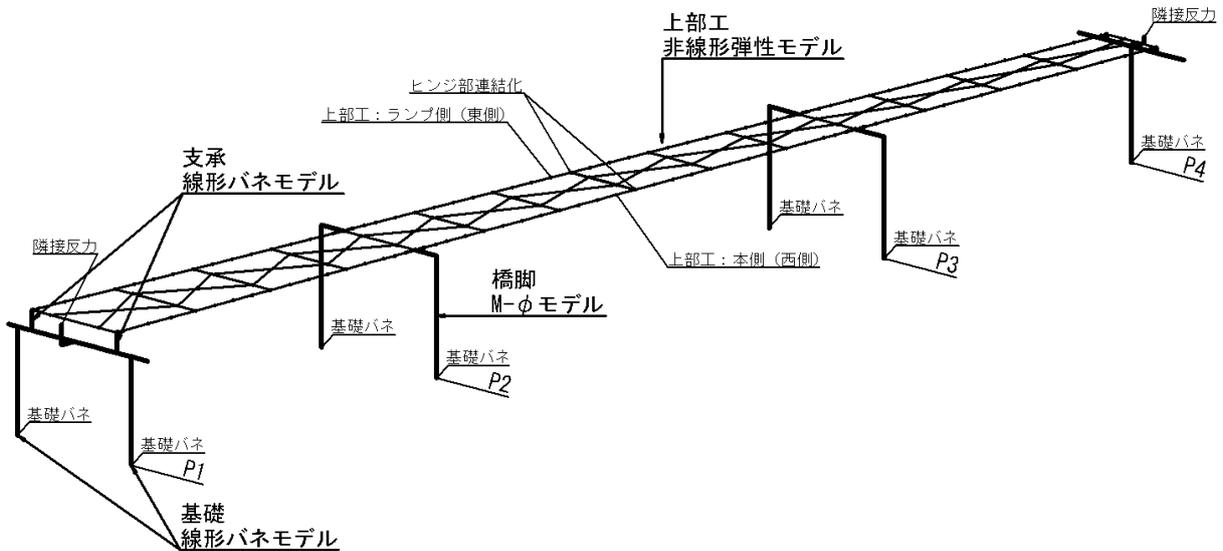


図-2 解析モデル

(5) 耐震性能照査

レベル2地震時に対象橋梁各部に求める限界状態を表-3に示す。上部構造はPC部材であるため、弾性範囲内とし、補強済みとなる橋脚は補強後の許容値を満足する範囲に留めることとした。

橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-6に示す。ここで、応答値を許容値で除した比率が1を下回る部材は安全であることを示しており、着色した凡例に応じて許容値に対する超過度を示している。

鋼板巻立てによる補強が行われている橋脚においては、全ての部材で許容値に収まっていることを確認した。上部構造においては、曲げ、せん断ともに中央ヒンジ付近に超過度の高い部材が集中しており、現況の有ヒンジ構造による支間中央部の断面性能が他の部位に比較して小さいことが起因している。

なお、橋軸直角方向については、上部構造、下部構造の全部材において応答値が許容値を下回ることを確認し補強が不要であったため、本研究の対象外としている。

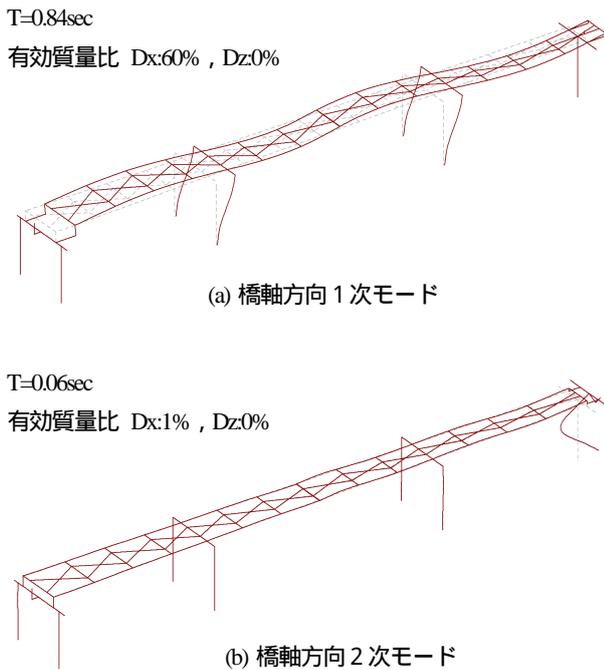


図-5 固有振動モード図

表-3 レベル2地震時に各部位に要求する限界状態

各部の限界状態		
上部構造	力学的挙動が弾性域を超えない	
支承部	応力	力学的挙動が弾性域を超えない
	移動	脱落や隣接桁との衝突を生じない
下部構造	修復を容易に行い得る	
基礎	副次的な塑性化にとどまる	

端橋脚の水平変位については、主桁の遊間を許容値とすると、表-4に示すとおり、許容値を大きく越える応答変位を確認した。

3. 耐震性能向上対策

(1) 耐震性能向上対策案の選定

現況構造に対する耐震性能照査の結果、橋軸方向加振時において、上部構造の一部に曲げおよびせん断照査で許容値を超過することが確認されている。ただし、応答値が許容値超過する部材は中央径間付近に集中していることから、主桁の変形を抑制する耐震性能向上対策を検討することとした。その対策としては、エネルギー吸収による減衰効果と主桁の変位制御を同時に満たす免震・制震技術の採用が有効と考えた。

ここで、免震・制震デバイスの設置箇所として、端橋脚と中央ヒンジ部の2箇所に着目し、各々の箇所における免震・制震対策案を表-5に抽出する。

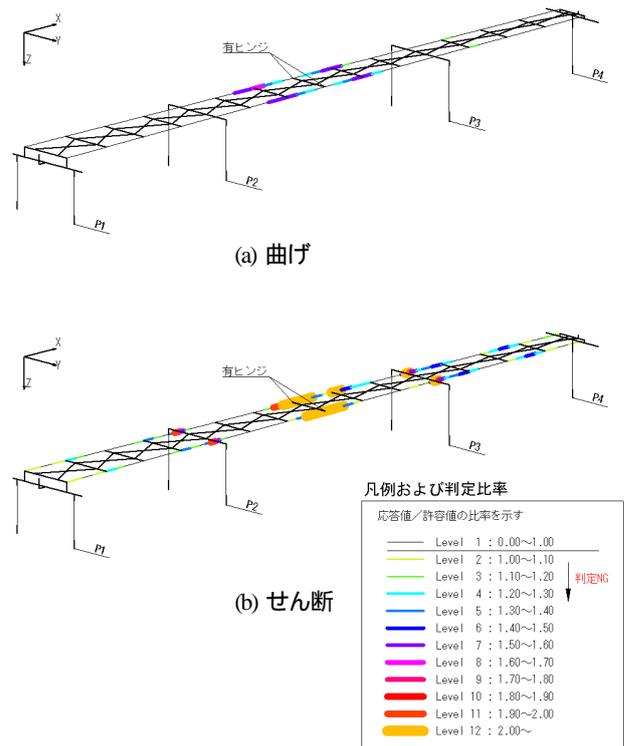


図-6 解析結果 (現況構造)

表-4 端橋脚における応答変位

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 a (mm)
P1	0.297 (3.71δa)	0.080
P4	0.270 (5.40δa)	0.050

表-5 免震・制震対策案

対策案		期待する改善効果
端橋脚部	第1案 粘性ダンパー	端橋脚に粘性ダンパーを設置することで、減衰を期待する案。端橋脚に作用力が分担されるため、補強済み橋脚が許容値を超過する可能性がある。
	第2案 免震支承	端橋脚を免震支承に取替えることにより、減衰を期待する案。第1案と同じ減衰効果は期待できるが、鉛直、回転機能や構造高さによる制約が多い。
	第3案 多点固定 (変位制限構造)	多点固定化により、橋梁全体系でバランスよく耐震化する案。橋脚は補強済みであるため、上部構造の応答を軽減するには端橋脚の再補強が必要な場合がある。
	第4案 せん断パネルダンパー	端橋脚にせん断パネルダンパーを設置し、減衰を期待する案。端橋脚の桁遊間が狭い場合は、減衰を期待できる変位量を確保することが困難となる。
中央 ヒンジ部	第1案 せん断パネルダンパー	中央ヒンジ部の鉛直方向にせん断パネルダンパーを設置するために、連結部構造を鋼部材によるハイブリッド構造に改良する案。
	第2案 桁連結	有ヒンジ部を桁連結化し連続構造とすることで、構造系を変更する案。

端橋脚においては、可動支承部との相性を勘案しつつ、4案の対策案を抽出したが、支承の移動可能範囲、デバイスの設置スペース、期待される減衰効果を総合的に判断し、本論文では、粘性ダンパー案の検証結果を示している。

中央ヒンジ部においては、有ヒンジ部を改良し設計荷重時においても構造成立性のあるものでなければならない。よって、有ヒンジ部を鋼構造とのハイブリッド構造に改良し、せん断パネルダンパーを兼用した構造を新たに提案し検証した。さらに、長期たわみによる中央ヒンジ部の垂れ下がり対策として桁連結化の可能性があることから、主桁連結化も研究対象とした。

(2) 端橋脚部における制震デバイスの効果

制震デバイスの設置効果を検証するために、端橋脚部に粘性ダンパー（1500kN×2基）を設置した。なお、対象橋梁の桁遊間は起点側で80mm、終点側で50mmであることから、水平変位の抑制を目的として、大容量の粘性ダンパーを選定した。橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-7に示す。

曲げ・せん断照査に対しては応答に大きな変化はなく、中央ヒンジ部付近に若干の改善効果が見られるものの許容値に対しては大きく超過する結果であった。

端橋脚に設置した制震ダンパーの履歴曲線を図-8に示す。なお、図-8(a)の右側および図-8(b)の左側が支間中央側を示している。粘性ダンパーの挙動は支間中央側に寄っており、エネルギー吸収を図る大きなループを描いていないことが確認される。P1橋脚に設置された粘性ダンパーの時刻歴と橋脚の履歴曲線をそれぞれ図-9、図-

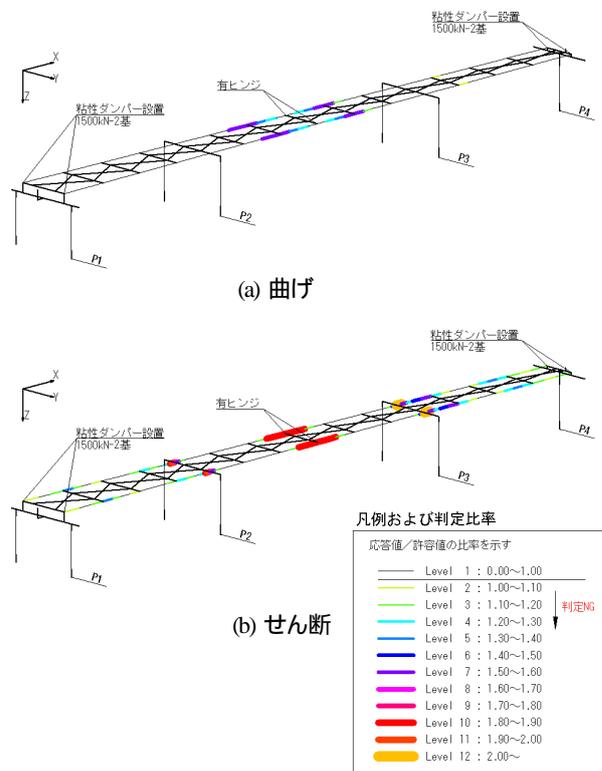
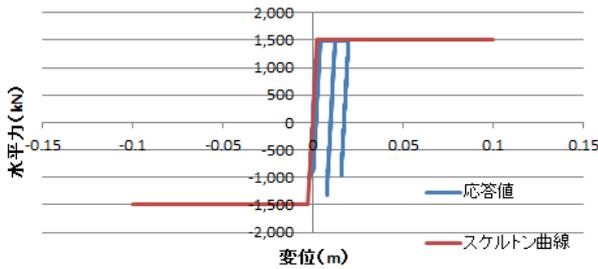
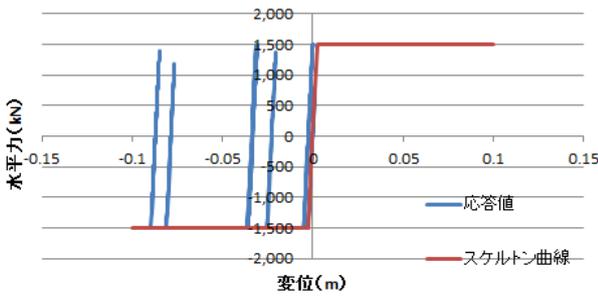


図-7 解析結果（端橋脚部制震デバイス設置）

10に示す。粘性ダンパーの応答反力は上限値である1500kNまで到達しているものの、応答変位が正の値で推移していることから、P1橋脚と連動しながら挙動していると考えられた。これは、図-10に示すP1橋脚（左柱）柱基部の応答からも確認することができる。つまり、粘性ダンパーが作動を開始する前に橋脚の塑性化が進展しており、制震デバイスによるエネルギー吸収効果が小さいことが確認された。

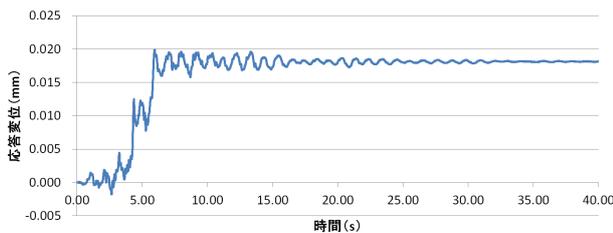


(a) P1橋脚・G1桁

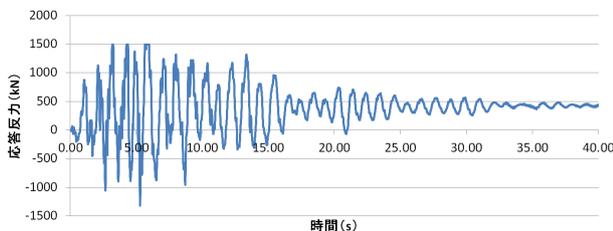


(b) P4橋脚・G1桁

図-8 粘性ダンパーの履歴曲線



(a) 粘性ダンパーの応答変位



(b) 粘性ダンパーの応答反力

図-9 粘性ダンパーの挙動 (P1橋脚)

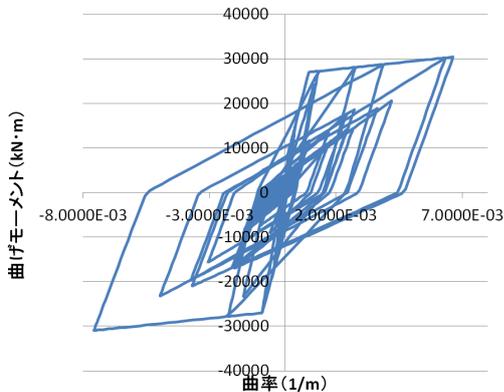


図-10 P1橋脚 (左柱) 柱基部のM- 曲線

一方、端橋脚の水平変位については、表-6に示すとおり、制震デバイスの設置効果により、大きな水平変位（相対変位）の低減を確認した。現況構造では、端橋脚P1の支承変位は最大297mmであるが、粘性ダンパーを設置することにより最大変位は22mmとなり、約93%低減することが確認された。

### (3) 中央ヒンジ部における制震デバイスの効果

中央ヒンジ部における制震デバイスの適用効果を検証するために、中央ヒンジ部の鉛直方向に対してせん断パネルダンパーを設置した。構造概要を図-11に示す。死荷重の低減、施工性等を考慮して、中央ヒンジ部に鋼部材を用いてハイブリッド構造とする改造構造を提案した。

中央ヒンジ部においては、設計反力を200kN、800kN、1200kNと変化させた3ケースを設定し、それぞれ最適となったせん断パネルダンパーの構造諸元を表-7に示す。また、せん断パネルダンパーの応答履歴を図-12に示す。

せん断パネルダンパーの設計反力が小さいケース1では、せん断パネルダンパーの許容変位および降伏耐力を大きく超過しており、鉛直方向に対する拘束効果もなかった。また、設計反力が大きいケース3では、せん断パネルダンパーによるエネルギー吸収が小さく、応答値の低減効果が見られなかった。一方、せん断パネルダンパーの設計反力を800kNと中規模にしたケース2では、せん断パネルダンパーの許容値を満足しつつ、エネルギー吸収が期待できることを確認した。

また、せん断パネルダンパーの規格の違いによる橋脚基部に発生するせん断を比較した。表-8に示すとおり、せん断パネルダンパーの規格の違いは、橋脚基部に発生するせん断に大きく影響しないことを確認した。

表-6 端橋脚における応答変位の変化

橋脚名	デバイスの有無	最大変位量 (mm)
P1	現況構造	0.297 (3.71δa)
	粘性ダンパー設置	0.022 (0.28δa) [ 93%減少 ]
P4	現況構造	0.270 (5.40δa)
	粘性ダンパー設置	0.083 (1.66δa) [ 69%減少 ]

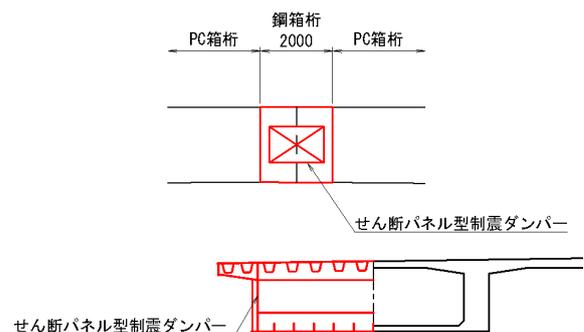


図-11 中央ヒンジ部の改造概要図

橋梁全体系での応答として、せん断パネルダンパーの規格として最適な解析ケース2における橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-13に示す。

表-7 せん断パネルの諸元

解析ケース	ケース1	ケース2	ケース3
設計反力 (kN)	200	800	1200
幅B (mm)	300	450	500
高さH (mm)	300	500	550
降伏耐力 $P_y$ (kN)	234	909	1364
許容耐力 $H_{Dn}$ (kN)	206	802	1203
許容変位 $D_n$ (kN)	24	42	42

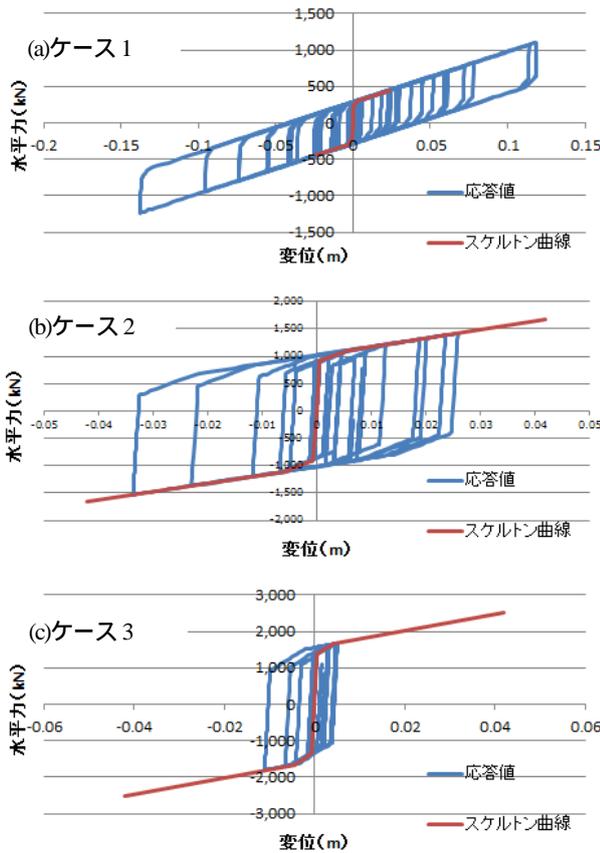


図-12 せん断パネルダンパーの応答履歴

表-8 ダンパー規格の違いによる柱基部のせん断の比較

橋脚名 \ 解析ケース	せん断 (kN)		
	ケース1	ケース2	ケース3
P1 (左柱)	2,566	2,589	2,588
P1 (右柱)	2,583	2,608	2,608
P2 (左柱)	12,418	12,522	12,528
P2 (右柱)	12,417	12,521	12,528
P3 (左柱)	12,277	12,403	12,443
P3 (右柱)	12,277	12,403	12,443
P4	7,110	7,109	7,114

曲げ・せん断に対しては、応答値に大きな変化はなく、中央ヒンジ部付近に若干の応答低減効果が見られるものの、橋梁全体系での応答低減効果は軽微であり、端橋脚部に制震デバイスを設置した図-7と同様に、許容値に対して大きく超過していた。

(4) 主桁連結化の効果

耐震性能向上対策として主桁を連結化するために、中央ヒンジ部をピン構造から剛結構造に構造系を変更した。なお、桁連結後の部材特性は常時系で決定される外ケーブル補強を考慮したものとした。橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-14に示す。

曲げ・せん断に対しては、橋梁全体で応答値の低減が確認され、許容値を超過する範囲は大きく減少した。これは、現況構造において中央径間付近に多くあった許容値超過する部材が、主桁を連結化することによって、主桁の変形が抑制されたためであると考えられる。中央ヒンジ部に制震デバイスを設置した図-13と比較すると、主桁変形の抑制効果は、制震デバイスの設置よりも主桁の連結化が大きいことが確認された。

(5) 耐震性能向上対策案の比較

許容値の超過が確認された現況構造に対して、耐震性能向上対策として検証した、端橋脚部橋脚における粘性ダンパーの設置、中央ヒンジ部におけるせん断パネルダンパーの設置、主桁連結化の3対策案を比較した。

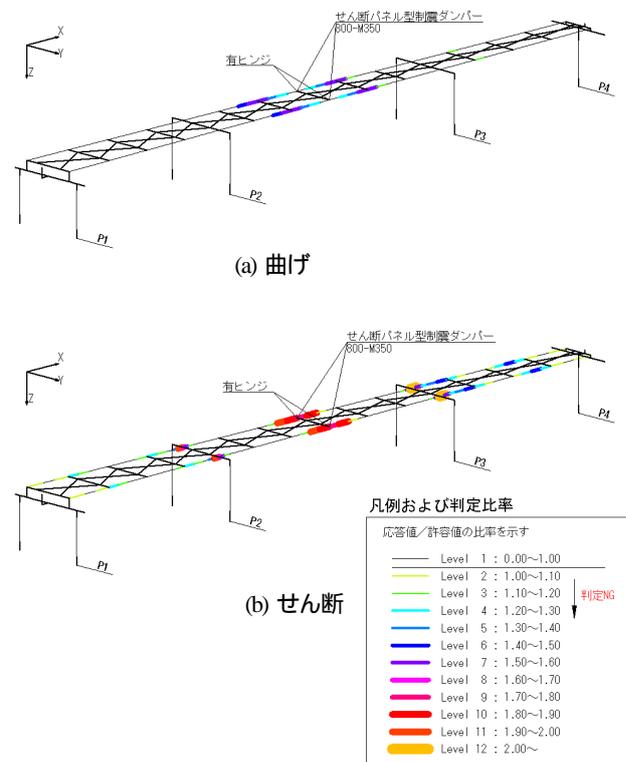
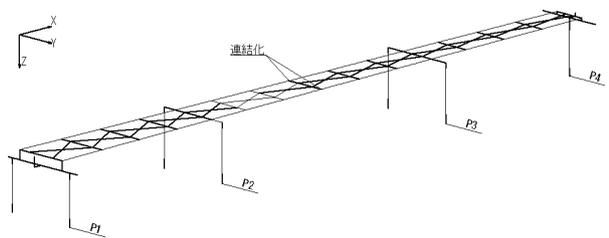


図-13 解析結果 (中央ヒンジ部制震デバイス設置)

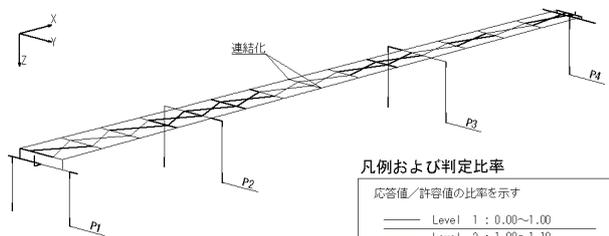
制震デバイスの適用による上部構造の曲げの変化について、入力地震波をタイプⅠとした場合を図-15に示す。負の値となる最小曲げモーメント側においては、断面剛性の高い柱頭部付近となることから応答値に対して許容値に余裕があると考えられる。一方、正の値となる最大曲げモーメントにおいて、特に中央ヒンジ部付近は断面剛性が小さいことから許容値も小さく、現況構造断面では許容値を超過していた。主桁連結化による構造系変化の影響から発生断面力は大きくなっているものの、桁連結による補強による許容値の増加により許容値を満足することを確認した。なお、入力地震波をタイプⅡとした場合も、タイプⅠと同様の傾向を示した。

柱基部に生じる発生せん断を比較した結果を表-9に示す。現況構造に対して、端橋脚に制震デバイスを設置した案は端橋脚への地震時水平力の分散効果を確認した。一方、中央ヒンジ部に制震デバイスを設置する場合や、主桁連結化を実施する場合は、下部構造への影響はほとんどないことが確認された。

端橋脚における水平変位について、各対策案における比較を表-10に示す。前述した柱基部の応答と同様に、端橋脚に制震デバイスを設置した案は端橋脚の変位抑制に大きく寄与することを確認した。一方、中央ヒンジ部に制震デバイスを設置する場合や、主桁連結化を実施する場合は、橋梁全体系の挙動に対しては影響はほとんどないことが確認された。



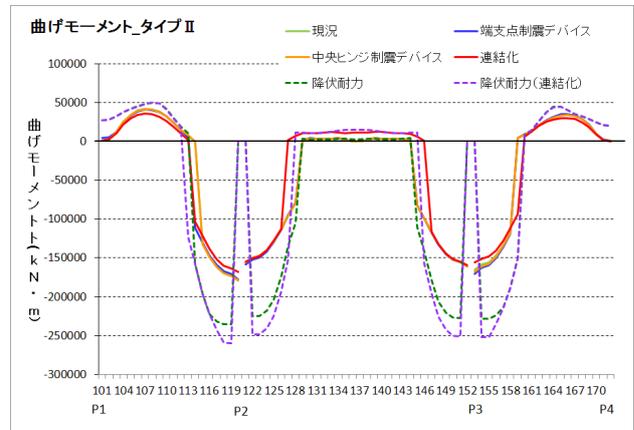
(a) 曲げ



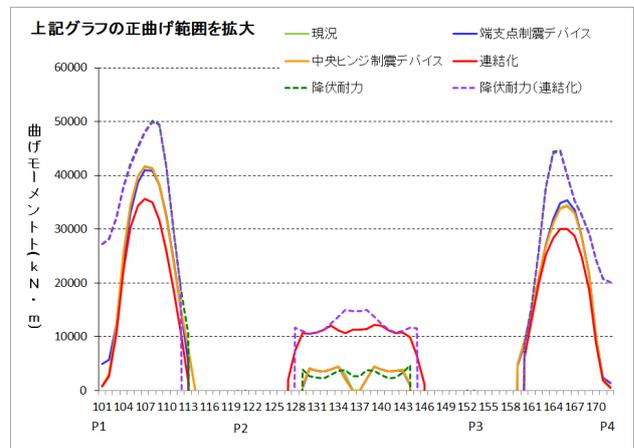
(b) せん断

図-14 解析結果（中央ヒンジ部桁連結化）

鋼橋において制震デバイスの適用による地震応答の低減効果を得た事例と比較すると、死荷重の大きいIPC箱桁橋ではその効果が得られにくい傾向にあると考えられた。



(a) 曲げ(タイプⅠ)



(b) 曲げ(タイプⅠ)拡大図

図-15 制震デバイスの適用による上部構造の曲げの変化

表-9 柱基部におけるせん断の比較

橋脚名	せん断 (kN)			
	現況構造	端橋脚粘性ダンパー	中央ヒンジせん断パネルダンパー	主桁連結化
P1 (左柱)	2,564	3,104	2,589	2,577
P1 (右柱)	2,581	3,112	2,608	2,596
P2 (左柱)	11,959	12,220	12,522	12,578
P2 (右柱)	11,957	12,219	12,521	12,577
P3 (左柱)	12,042	12,099	12,403	12,469
P3 (右柱)	12,043	12,098	12,403	12,468
P4	7,090	6,166	7,109	7,132

#### 4. まとめ

PC有ヒンジ箱桁橋を対象に、レベル2地震動に対する耐震性能の評価と耐震性能向上化構造の検証から得られた主な知見を以下にまとめる。

- (1) 現況構造においては、橋軸方向地震力により上部構造全体にわたり許容値を超過し、中央ヒンジ付近に超過度の高い部材が集中した。鋼板巻立て補強済の橋脚は、全て許容値内であった。
- (2) 端橋脚部に制震デバイスとして粘性ダンパーを配置した場合、エネルギー吸収による減衰効果が確認されたが、橋梁全体系として曲げ・せん断の応答低減効果は軽微であった。一方、端橋脚の支承変位は、制震デバイスの設置により約93%低減し、変位制御の効果が高いことが確認された。
- (3) 中央ヒンジ部においては、既設コンクリート構造を鋼構造とのハイブリッド構造に改良し、制震デバイスとしてせん断パネルダンパーを兼用した構造を新たに提案した。最適なせん断パネルダンパーの適用により、エネルギー吸収による減衰効果は確認されたが、曲げ・せん断の応答低減効果は軽微であった。
- (4) 中央ヒンジ部において、主桁を連結化した場合、曲げ・せん断の応答値が橋梁全体で低減し、許容値を超過する範囲は大きく減少した。
- (5) PC有ヒンジ箱桁橋の耐震性能向上対策として、可動支承部における制震デバイスの設置は、地震時水平力の分散効果や変位抑制に大きな改善効果が期待できるものの、主桁の挙動を押さえる制震デバイス設置や主桁連結化は橋梁全体の挙動には効果は小さく、その適用効果は鋼桁橋の方が高いと考えられる。

表-10 端橋脚における最大変位の比較

橋脚名	解析ケース	最大変位量 (mm)
P1	現況構造	0.297 (3.71 $\delta$ a)
	端橋脚部 粘性ダンパー	0.022 (0.28 $\delta$ a) [ 93%減少 ]
	中央ヒンジ部 せん断パネルダンパー	0.295 (3.69 $\delta$ a)
	主桁連結化	0.296 (3.70 $\delta$ a)
P4	現況構造	0.270 (5.40 $\delta$ a)
	端橋脚部 粘性ダンパー	0.083 (1.66 $\delta$ a) [ 69%減少 ]
	中央ヒンジ部 せん断パネルダンパー	0.268 (5.36 $\delta$ a)
	主桁連結化	0.267 (5.34 $\delta$ a)

#### 参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂，2006.
- 2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2008.
- 3) 土木研究センター：道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)，2011.
- 4) 土木学会：交通ネットワークを支える免震と制震の技術，丸善，2012.
- 5) Sugioka, K., Kobayashi, H. and Mashima, N.: Seismic Ret-rofit of the Cable-Stayed 640m Span Tempoan Bridge with Energy Absorbing Devices, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, 2010.
- 6) 杉岡弘一，濱田信彦，小林 寛，西岡 勉，杉山尚希：長大橋用せん断パネルダンパーの弾塑性特性に関する実験的研究，構造工学論文集, Vol.57A, pp.528-541，2011.
- 7) 杉岡弘一，間嶋信博，松下裕明，姫野岳彦，松村政秀：スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強，構造工学論文集, Vol.57A, pp.467-478，2011.
- 8) 杉岡弘一，島 賢治，松下裕明：不整形地盤における鋼斜張橋の耐震性能向上対策，構造工学論文集, Vol.58A, pp.413-422，2012.
- 9) 杉岡弘一，島 賢治，松下裕明：長大鋼アーチ橋の耐震補強におけるせん断パネルダンパーの適用効果，土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.68, No. 4, pp.L748-L759，2012.
- 10) 杉岡弘一，藤林美早，杉山尚希：長大橋の耐震性能向上策におけるせん断パネルダンパーの適用効果，土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.69, No. 4, pp.L358-L365，2013.
- 11) 金治英貞，浜田信彦，石橋照久，尼子元久，渡邊英一：長大橋レトロフィット用座屈拘束ブレースの構造提案と弾塑性挙動，構造工学論文集, Vol.51A, pp. 859-870，2005.
- 12) 金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集 No.787/I-71, pp. 1-19，2005.
- 13) 金治英貞，鈴木直人，家村浩和，高橋良和，美濃智広，高田佳彦：低摩擦型すべり支承の面圧・速度依存性検証と床組免震構造の設計モデル構築，土木学会論文集A, Vol.62, pp. 758-771，2006.
- 14) 五十嵐晃，井上和真，多屋文子，家村浩和，吉田雅彦，姫野岳彦，長澤光弥：複数のゴム体を用いた積層ゴムダンパーの載荷試験による基本性能の検討，土木学会地震工学論文集, Vol.30, pp.450-455，2009.
- 15) Nagasawa, M., Sumi, K., Tasaki, K. and Iemura, H.: Seismic Retrofit of the All-Free Type Cable-Stayed Higashi-Kobe Bridge with New Energy Dissipation Devices, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, 2010.

- 16) 阪神高速道路株式会社技術部：長大橋における免震・制震デバイスの適用ガイドライン(案)，2009.
- 17) 野中哲也，宇佐美勉，吉野広一，坂本佳子，鳥越卓志：上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動及び耐震性向上に関する研究，土木学会論文集，No.731/I-63, pp.31-49，2003.
- 18) 小池洋平，谷中聡久，尾下里治，春日井俊博：せん断パネル型ダンパーを用いた鋼上路アーチ橋の耐震性向上に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.54A，pp.382-393，2008.
- 19) 陳 溪，葛 漢彬：せん断パネルダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの要求性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.514-517，2011.
- 20) 岡野素之，松本信之，曾我部正道，室野剛隆，大内 一，大野 了：振動台実験による鋼製ダンパー・ブレース付き高架橋の地震応答性状，構造工学論文集，Vol.49A，pp.963-970，2003.
- 21) 山本俊夫，瀬戸口嘉明，堂園和馬，安永正道：京橋橋の補修工事について，プレストレストコンクリート，Vol.31, No.6，pp.31-39，1989.
- 22) 鈴木 威，若槻晃右，真鍋英規，西 弘：喜連瓜破高架橋の補強設計および施工 - 下弦ケーブルを用いた有ヒンジラーメン橋のたわみ回復補強，プレストレストコンクリート，Vol.46, No.5，pp.45-54，2004.
- 23) 伊東浩司，富田靖二，尾原文宏，滝慎一郎：PC箱桁橋の中央ヒンジの連結化 - 本谷川第三橋，プレストレストコンクリート，Vol.47, No.2，pp.59-66，2005.
- 24) H. Nishi, H. Manabe, T. Suzuki, and K. Sugioka: Countermeasure against Subsidence in Central Hinge on PC Bridge Using External Cables, Proc. of 2nd fib Congress, Naples, Italy, 2006.
- 25) 渡辺将之, 上杉泰右, 東田 学：PC 3径間連続有ヒンジ箱桁橋の連続化について（東北自動車道八幡平橋），コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1501-1506，2009.
- 26) 杉辰雄，勝谷康之，田中秀一：PC有ヒンジラーメン橋の動的振動特性および耐震補強検討，土木学会第65回年次学術講演会，pp.137-138，2010.
- 27) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，2012.
- 28) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，2002.
- 29) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 - PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例 - ，丸善，1998.

## SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF A PC HINGED RIGID FRAME BRIDGE BY APPLYING SEISMIC RESPONSE CONTROL DEVICES AND CONTINUING BEAMS

Koichi SUGIOKA, Takahisa FUKUSHIMA and Nobuhiro MITSUKAWA

Seismic retrofit design of a PC hinged rigid-frame bridge against Level 2 earthquake ground motions was performed by using seismic response control devices at piers and the central hinge, and continuing main girders at the central hinge section. Three-dimensional non-linear dynamic time history analyses were carried out using earthquake ground motions specified in the current specifications for highway bridges, in order to improve seismic performance of the bridge. Dynamic performances were compared by changing the type and arrangement of the seismic response control devices. For installing shear panel dampers at the central hinge section and viscous dampers at piers, effects on seismic response reduction were confirmed. It was also found that continuing main girders at the central hinge section was more effective.