

履歴型ダンパーを用いた制震構造に関する一考察

飯山 かほり^{*1} 栗山 真純^{*2} 中谷 武弘^{*1} 廣瀬 彰則^{*3}

¹正会員 工修 中央復建コンサルタンツ株式会社 橋梁系グループ（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 4 丁目 11-10）
²正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 橋梁系グループ（同 上）
³正会員 博(工) 中央復建コンサルタンツ株式会社 橋梁系グループ（同 上）

1. はじめに

橋梁の耐震設計において、経済性のみならず周辺の制約条件や構造規模等の課題を改善する手法として、デバイスのエネルギー吸収性能を効果的に発揮する免震構造や制震構造が採用される事例が増加しつつある。このような状況の中で、すべり支承に対する摩擦係数の速度と面圧の依存性¹⁾、ダンパーに対する構造物の応答依存性²⁾に関する多くの実験や解析検証が行われ、その適用性が注目されてきている。しかしながら、制震構造の特性や設計照査に用いる動的照査手法は未だ確立されたとは言い難く、試行錯誤的に実施されているのが実情である。

ここでは、実橋を対象とした解析的検討により、履歴型ダンパーを用いる制震システムの構成や、その復元力特性が橋梁全体ならびにデバイスに及ぼす動的挙動に関して考察する。また、履歴型ダンパーは復元力特性を有しない構造が一般的であり、残留変位が問題となることから、復元力のあるゴム支承を設置することによる橋梁全体の動的挙動について考察する。

2. 制震構造の適用性の検証

(1) 検討概要

橋梁の耐震補強は、支承構造を水平反力分散支承あるいは免震支承に変えて固有振動の長周期化を図り、さらに高減衰化により地震力を低減する手法を導入し、RC 巻立て工法など脚柱への直接的な補強規模を軽減する手法が一般的なものとなっている。しかしながら、既設橋梁においては既設構造物の現有耐力、桁遊間、取り替え支承の設置空間などに厳しい制約を受けることが多く、支承構造の変更は、上部工移動量の増大による設計上の不具合や、複雑な工事に伴う補強コストの増大を招く恐れがある。ま

た、多数実績のある“単純桁”構造が連なる既設橋梁の耐震性を向上させるためには、支点構造の改良と併せた上部工の連続化も有効であるが、連続化工事は交通規制を伴う大掛かりな工事となり、補強コストが増大する。このため、上部構造を連続化せずに、支承等のデバイスにより耐震性能を向上させる手法として制震構造に着目し、著者らは履歴型ダンパーを用いた制震構造の有効性を確認している³⁾⁴⁾。

(2) 従来手法による耐震補強

図-1 に示す対象既設橋梁は単純桁 2 連を有しており、既設支承はエネルギー吸収が期待できない固定可動構造である。また、その支承条件から橋脚は単一振動系の構造となっており、橋脚は固定側 1 連分の上部工重量による慣性力を全て負担することになる。橋梁諸元を表-1 に示す。

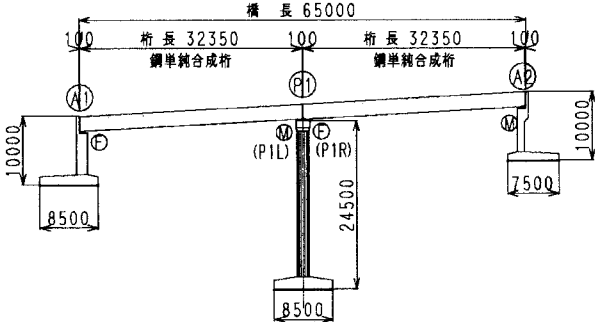


図-1 対象橋梁

表-1 橋梁諸元

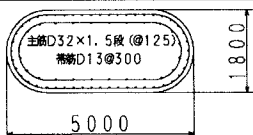
上部構造	鋼単純合成鈑桁橋（4 主桁）		
重 量	上部構造合計：	590t	
	下部構造合計：	1650t	
P 1 橋脚 固有周期	橋 軸 方 向：	0.860s	
	橋軸直角方向：	0.395s	
地盤種別	I 種地盤	設計水平震度 (建設時)	$k_h=0.18$
P1 橋脚柱断面 【補強前】			

表-2 解析条件

項 目	適 用
解 析 手 法	直接積分による時刻歴応答解析
積 分 手 法	Newmark β 法 ($\beta=1/4$)
減衰行列の作成方法	Rayleigh 減衰
塑性ヒンジモデル	非線形バネ (M- θ パイリニア)
履歴モデル	修正武田型モデル
固有周期計算手法	サブスペース法
使用プログラム	T D A P III (アーク情報システム㈱)
入力地震動	道示レベル 2 地震動 (I 種地盤)

表-3 各構造要素の減衰定数

構造部材	弾性域部材		非線形域部材	
	鋼	コンクリート	鋼	コンクリート
上部構造	0.02	—	—	—
下部構造	—	0.05 (橋台)	—	0.02 (橋脚)
基礎構造	0.10		—	
分散支承	0.04		—	
免震支承	—		0.00 (履歴減衰のみ)	
ダンパー	—		0.00 (履歴減衰のみ)	

表-4 デバイスの剛性

	1 次剛性 (kN/m)	2 次剛性 (kN/m)
可動支承	0.1	—
分散支承	4,848	—
免震支承	A1・A2	23,080
	P1L・P1R	24,323
履歴型ダンパー	1,000,000	0.1

この状態に対して静的照査法による耐震設計を行った結果、底版へのアンカー定着を伴う RC 巻き立てと鋼板巻き立ての併用工法による大規模な補強が必要となり、補強コストの工事費のほか、基礎構造の安全性が問題となった。

(3) 支承構造の改良による耐震補強

上部構造どうしを連続化せずに支承構造を改良することによる耐震補強方法として、支承構造を①分散支承、②免震支承、③履歴型ダンパーに変更した場合を抽出し、現況の固定可動構造とあわせた 4 ケースに対して解析検討を行い、動的挙動と耐震性能を比較検証した。

a) 解析条件と解析モデル

解析モデルを図-2 に、解析条件を表-2 に、構造部材減衰定数を表-3 に示す。また、各補強工法のデバイス剛性を表-4 に示す。分散支承および免震支承の剛性は設計値とし、履歴型ダンパーの抵抗力は 1 支承線上全て 2000kN とした。解析モデルは平面骨組モデルとし、橋台は線形部材、橋脚は下端のみに塑性ヒンジを設けた線形部材として設定した。なお、各ケースとも、橋脚は橋軸直角方向に必要な同一の

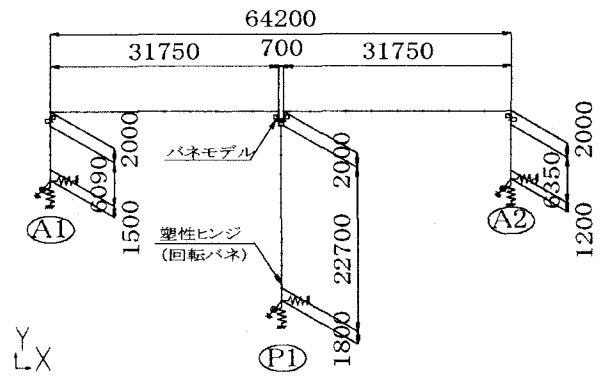
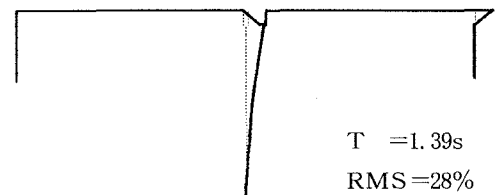
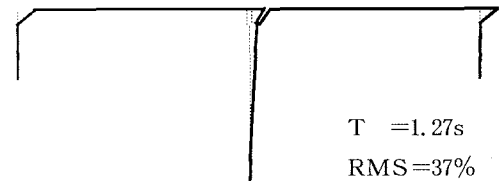


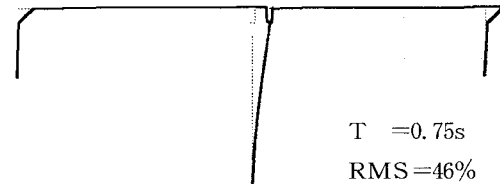
図-2 解析モデル



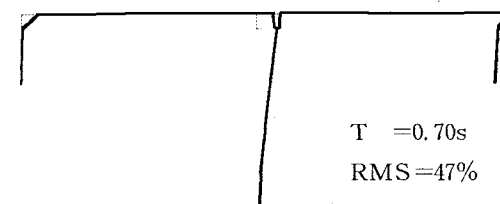
(a) 固定可動



(b) 分散支承



(c) 免震支承



(d) ダンパー

図-3 各補強工法に対する固有 1 次モード

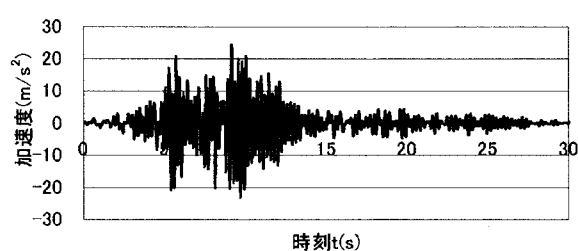
RC 巻き立て補強を施した状態を想定している。

b) 固有値解析と減衰

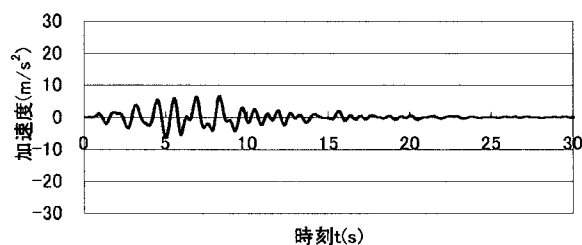
全体系の粘性減衰行列は、Rayleigh 減衰により作成しており、Rayleigh 減衰係数を設定する際に実施した固有値解析では、分散支承および免震支承の剛性は 1 次剛性とし、ダンパーの剛性は設計移動量の 70% に等価な剛性とした。ここで、免震支承およびダンパーは初期剛性が大きく、構造全体に Rayleigh 減衰を適用すると剛性比例減衰分が大きくなる可能性があるため⁶⁾⁷⁾、粘性減衰を考慮しないものとした。

表-5 各補強工法による解析結果 (タイプⅡ-I-1)

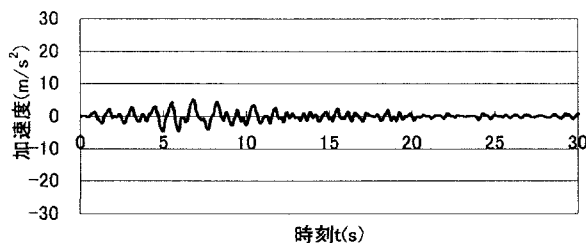
解析ケース	最大応答変位(m)					最大変形量(m)				残留変位(m)	最大応答加速度(m/s ²)
	上部工				P1 天端	支承					
	A1 上	P1L 上	P1R 上	A2 上		A1 上	P1L 上	P1R 上	A2 上		
固定可動	0.028	0.033	0.302	0.303	0.302	—	—	—	—	0.042	24.41
分散支承	0.281	0.282	0.296	0.295	0.341	0.276	0.192	0.184	0.284	0.001	6.64
免震支承	0.236	0.236	0.238	0.238	0.184	0.233	0.128	0.129	0.231	0.010	5.08
ダンパー	0.133	0.134	0.131	0.130	0.132	0.129	0.008	0.003	0.118	0.043	10.49



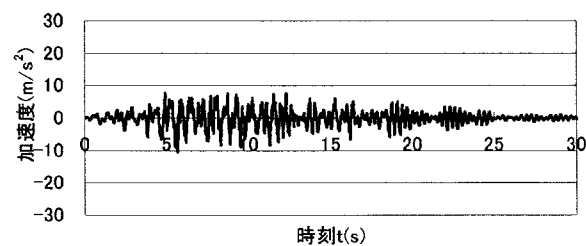
(a) 固定可動



(b) 分散支承

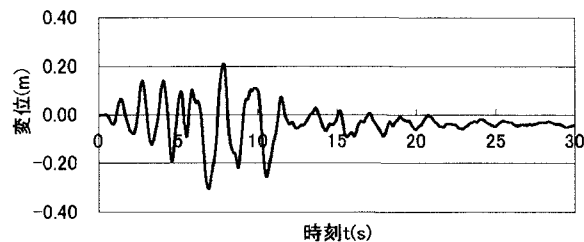


(c) 免震支承

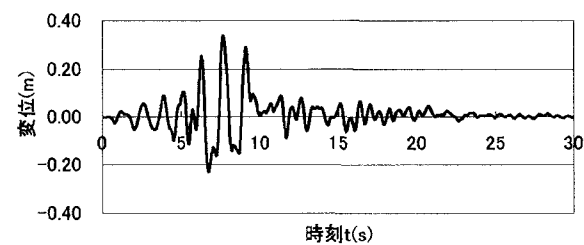


(d) ダンパー

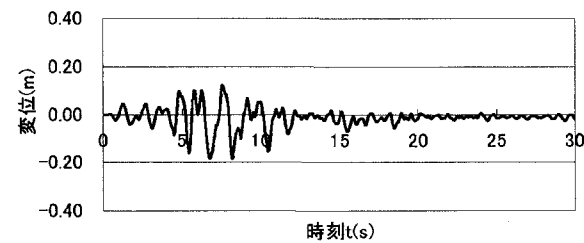
図-4 上部工 P1L 上 時刻歴応答加速度



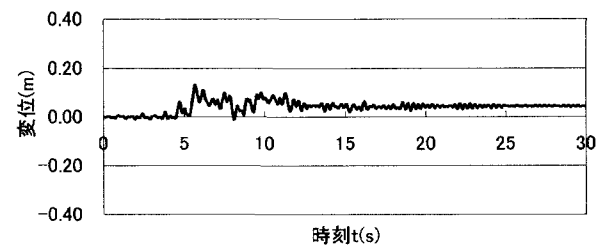
(a) 固定可動



(b) 分散支承



(c) 免震支承



(d) ダンパー

図-5 橋脚天端 時刻歴応答変位

各補強工法による橋軸方向水平 1 次の振動モード図を図-3 に示す。1 次振動モードの有効質量は 28～47%で、すべての工法において最も高くなっている。その他、橋台 1 次および橋脚 2 次モードが卓越する傾向にある。

c) 入力地震動

本橋は I 種地盤に該当しており⁵⁾、入力地震動は道路橋示方書・同解説 V に示されるタイプⅡ地震動の標準波形 3 波を用いた。

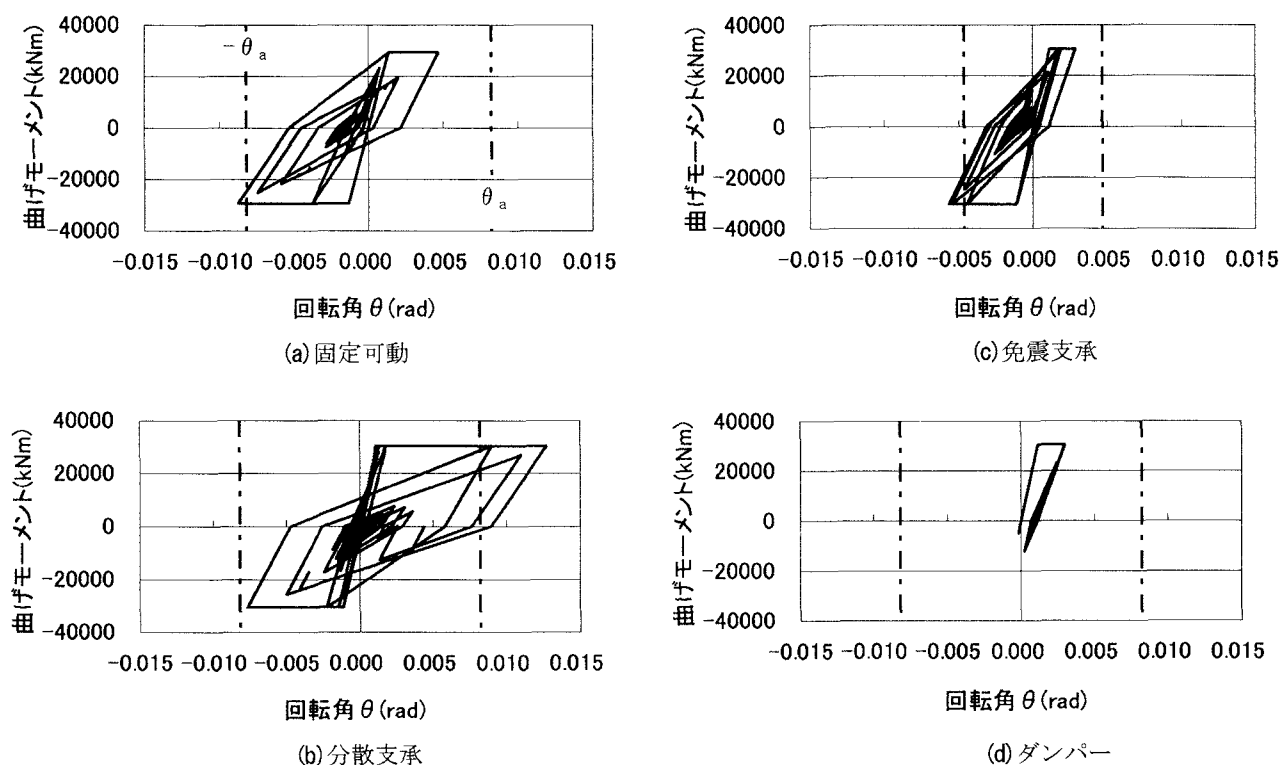


図-6 橋脚基部曲げモーメントと回転角

d) 解析結果

各補強工法による標準波形Ⅱ-I-1に対する解析結果を表-5に示す。また、標準波形Ⅱ-I-1による上部工(P1上)の時刻歴応答加速度図を図-4に、橋脚天端の時刻歴応答変位を図-5に、橋脚基部の曲げモーメントと回転角の履歴曲線を図-6に示す。

これらの結果、上部工天端の応答加速度は免震構造、分散構造において低減されているが(図-4)、上部工変位や橋脚天端変位はダンパーを用いた制震構造が最も小さくなっている(図-5)。ここで、既設橋梁は桁遊間が10cmであるが、免震構造の場合には、桁と胸壁との衝突や桁同士の衝突が伴う変位量236mmが発生していることから、実構造物においては、設計時に想定した免震効果を必ずしも期待することはできない状態である。

また、図-4に示す時刻歴応答加速度図から、制震構造は免震構造や分散構造と比較すると周期が短いことが明らかであるが、固定可動構造に比べると履歴減衰の影響により応答加速度は1/2程度に低減されていることがわかる。

橋脚天端の変位量は、制震構造の場合、他構造の40%~70%に抑制されており、図-6の橋脚基部履歴図からもその効果を確認できる。しかしながら、制震構造で問題となる残留変位については、制震構造が他構造より大きくなっている。なお、表-5など本書に示す残留変位は、時刻歴応答解析の最終時刻に得られた変位量である。

以上の時系列結果は、タイプⅡ3波のうちの1波に対する解析結果を示しているが、最大値に対する各工法の相対的な関係は、3波平均でも同様な傾向であった。

e) 制震構造の適用性

本対象橋梁においては、上部工の移動量ならびに橋脚の耐震性能を指標とすると、ダンパーによる制震構造が効果的な工法であるといえる。

3. 履歴型ダンパーを用いた制震設計法の検討

(1) 履歴型ダンパーを用いた制震設計法の課題

制震構造の設計照査に用いる動的照査手法は未だ確立されたとは言い難く、履歴型ダンパーを用いた耐震設計法においては下記の事項が課題となっている。

- ・既設橋梁の補強工法として利用する場合は、振動単位系が変化するため、既設構造物の現有耐力への注意が必要である。
- ・地震後に残留変位が残ることがある。
- ・ダンパー抵抗力が橋脚と比較して高い場合には、固定支承のような挙動を示し、ダンパーによるエネルギー吸収が期待できなくなる場合もある⁸⁾。

これらの課題に対して、履歴型ダンパーの抵抗力、復元力の観点から検討した。

表-6 解析ケースと最大応答値（タイプⅡ 3波平均）

解析 ケース	ダンパー抵抗値(kN)				ダンパーの最大変形量 (mm)				橋脚天端 最大変位 (mm)	残留変位(mm)	
	A1 上	P1L	P1R	A2	A1	P1L	P1R	A2		ダンパー	橋脚天端
ケース 1	2000	2000	2000	2000	0.104	0.008	0.003	0.096	0.110	0.006	0.043
ケース 2	2000	1200	1200	2000	0.103	0.036	0.006	0.093	0.108	0.036	0.036
ケース 3	2000	400	400	2000	0.073	0.134	0.158	0.143	0.160	0.169	0.034

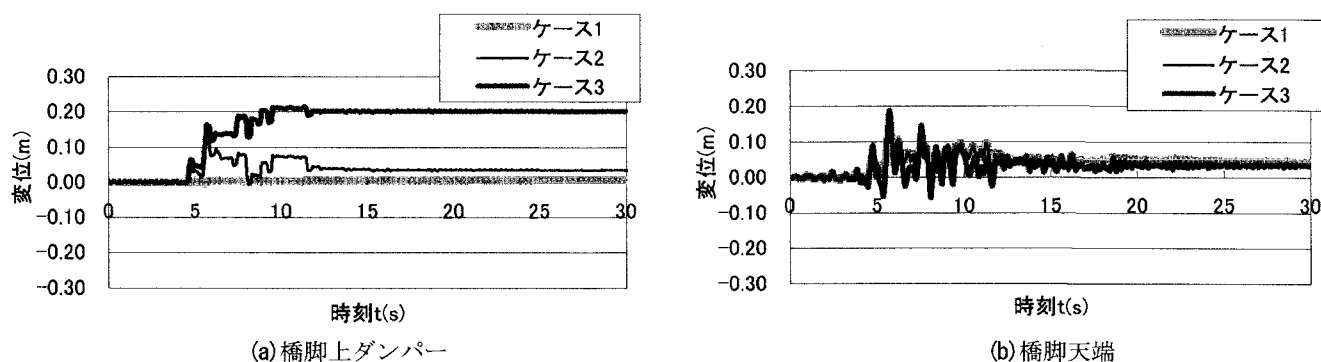


図-7 時刻歴応答変位

(2) 履歴型ダンパーの抵抗力の設定方法

上部構造と下部構造を履歴型ダンパーにより連結すると、設計時点における支承条件ならびに振動特性と大きく異なることになる。このため、橋脚のみならず橋台の安全性や上部構造の安全性を踏まえて履歴型ダンパーの抵抗力を適切に設定することが重要となる。

そこで、橋台の現有耐力を逆計算により把握し、可動橋台においてはダンパーの抵抗力を 2000kN（1主桁あたり 500kN）以下に制約した。

しかし、本橋では各支点上のダンパーの抵抗力を全て 2000kN とした場合、橋脚上ダンパーが変形せず固定支承のような挙動を示し、ダンパーによるエネルギー吸収効果を得られなかった。そこで橋脚上のダンパーの抵抗力を 1200kN、400kN（1主桁あたり 300kN、100kN）と変化させて影響解析を実施した。

影響解析のケースおよび最大応答値（タイプⅡ 3波平均）を表-6 に示す。また、標準波形Ⅱ-I-1 による橋脚上ダンパーおよび橋脚天端の時刻歴応答変位を図-7 に、橋台上および橋脚上ダンパーの履歴曲線を図-8 に、橋脚基部の履歴曲線を図-9 に示す。

これらの結果、橋脚上のダンパーの抵抗力を小さくしたケース 2 およびケース 3 においては、ダンパーが塑性化し、ダンパーによるエネルギー吸収性能を発揮できることがわかった。

ここで、表-6 に示すように、橋台上ダンパーの最大変形量はケース 1、ケース 2 においてほぼ 100mm と同程度となるのに対し、ケース 3 では A2 橋台側で 143mm と増大した。橋脚天端の最大変形量も同様に

ケース 1、ケース 2 では 110mm 程度であるのに対し、ケース 3 では 160mm まで増大している。図-7～図-9 からもわかるように、ケース 1 およびケース 2 では、橋脚上ダンパーの変形量には差が生じるものの、橋台上ダンパー、橋脚基部は比較的同様な挙動を示している。これに対し、ケース 3 では橋脚上ダンパーだけでなく橋台上ダンパーの変形が大きくなり、橋脚基部の損傷も増大していることがわかる。これは、ケース 3 のダンパーが橋脚と共振現象を起こしたためと考えられる。

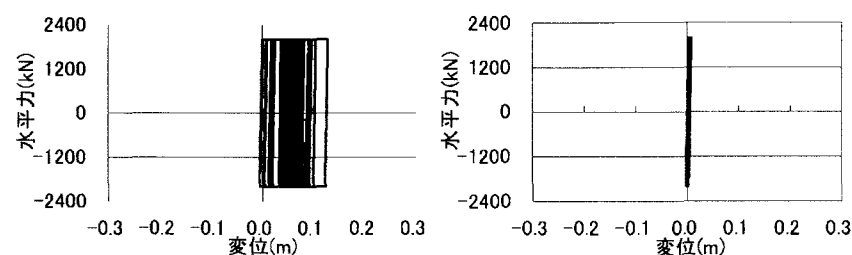
以上の結果から、ダンパーの抵抗力の増加に伴い必ずしも振動が抑制される傾向を示すものではなく、橋脚の剛性や上部工重量とのバランスに配慮した上でダンパーの抵抗力を設定する必要があることがわかる。

(3) ゴム支承による復元機能が動的挙動に及ぼす影響の検討

履歴型ダンパーは剛塑性型履歴特性を有し復元力を持たないため、表-5 や図-5(d) に示すように、ダンパーのみならず橋脚に残留変位が生じる可能性がある。このため、復元力を有するゴム支承を付加することが、橋脚の変形量、残留変位、ダンパーの応答速度など動的挙動に及ぼす影響を検証した。

ここで、ゴム支承の諸元を表-7 に示すが、設定したゴム水平は表-7 の支承の水平バネ定数を基準として 1/5～5 倍の範囲で変化させ、影響解析を実施した。

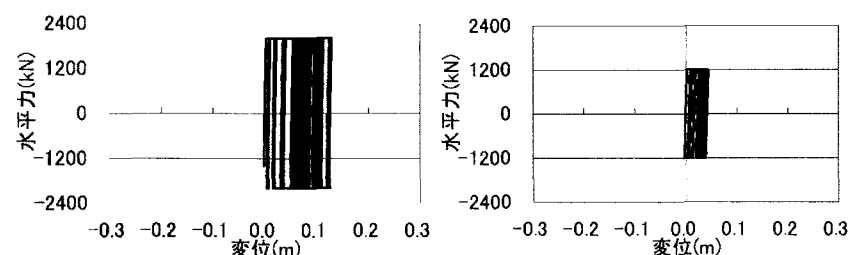
解析結果を表-8、図-10 に示す。また、橋脚上ダ



(a) A1 橋台上

(b) P1 橋脚上

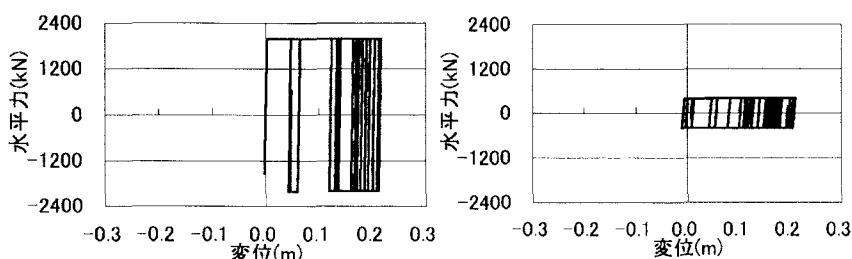
(1) ケース 1



(a) A1 橋台上

(b) P1 橋脚上

(2) ケース 2

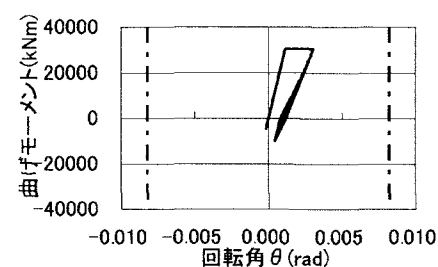


(a) A1 橋台上

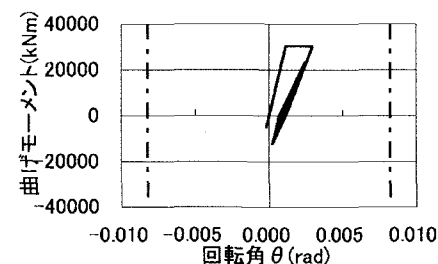
(b) P1 橋脚上

(3) ケース 3

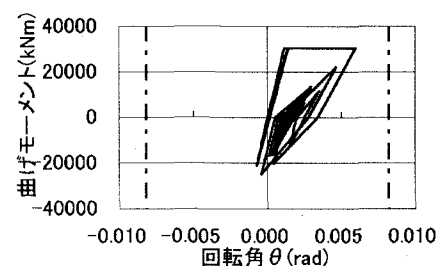
図-8 ダンパー 履歴曲線



(1) ケース 1



(2) ケース 2



(3) ケース 3

図-9 橋脚基部 履歴曲線

表-7 ゴム支承の諸元

項 目	適 用
せん断弾性係数	1.40 N/mm ²
平面寸法	420mm×170mm
総ゴム厚	60 mm
水平剛性	5600 N/mm
設置基数	4 基/1 支承線上

ンパーに作用する応答変位、応答速度の時刻歴図を
図-11 に示す。

これらの結果から、ゴム支承の規模は応答変位量
に大きな影響を及ぼすことがわかり、設定した範囲
内で、橋台上に取り付けたダンパーの変形量は2倍
程度の差を生じる結果を得た。ダンパーの性能試験
に必要となる応答速度には大きな影響を及ぼさない
結果を得たが、橋台部において 0.67m/s～0.84m/s、
橋脚部において 0.12m/s～0.21m/s となり、設置位置

によって大きく異なる結果となっている。このため、
抵抗力に速度依存性のあるダンパーを用いる場合に
は、その履歴特性の設定に注意が必要である。

残留変位に対しては、ゴム支承の水平剛性を大き
くするのに伴い橋脚天端、ダンパーとも減少する傾
向を示している。本橋においては、ゴム支承を設置
しない場合、橋脚天端で約 36mm、A1 橋台側ダンパー
で約 73mm の残留変位が生じているが、ゴム支承を設
置することにより、橋脚天端で 28mm～0mm に、A1 橋
台側ダンパーで 35mm～2mm に残留変位を抑制できる
結果を得た。

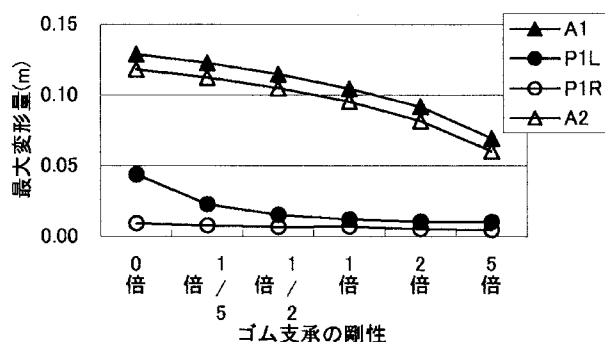
4. まとめ

本橋のような2連の単純桁が連なる構造において
耐震補強方法の適用性を検討し下記の知見を得た。

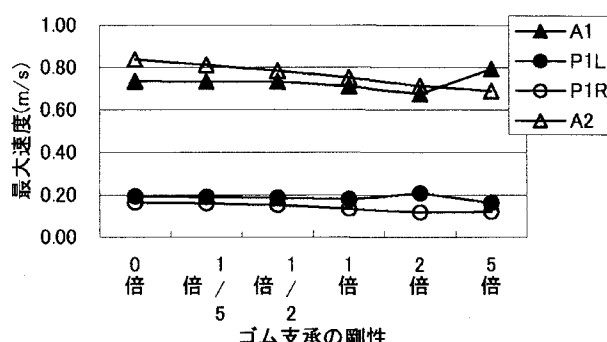
- ・履歴型ダンパーを用いた制震構造の採用により、

表-8 ゴム支承の剛性の違いによる最大応答値および残留変位 (タイプII-I-1)

ゴム支承 剛性	最大変形量(m)				最大速度(m/s)				残留変位(m)				橋脚
	ダンパー				ダンパー				ダンパー				
	A1	P1L	P1R	A2	A1	P1L	P1R	A2	A1	P1L	P1R	A2	
0 倍	0.129	0.044	0.009	0.118	0.736	0.194	0.164	0.838	0.073	0.036	0.000	0.035	0.036
1/5 倍	0.123	0.023	0.008	0.112	0.735	0.190	0.160	0.813	0.035	0.006	0.002	0.026	0.028
1/2 倍	0.115	0.015	0.007	0.105	0.735	0.187	0.152	0.786	0.018	0.004	0.002	0.019	0.021
1 倍 (基準)	0.105	0.012	0.007	0.095	0.711	0.179	0.134	0.753	0.009	0.008	0.013	0.013	0.014
2 倍	0.092	0.010	0.005	0.082	0.676	0.209	0.118	0.714	0.003	0.003	0.000	0.004	0.006
5 倍	0.069	0.010	0.005	0.060	0.794	0.163	0.120	0.691	0.002	0.001	0.000	0.002	0.000

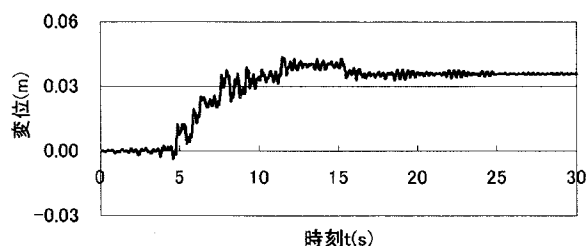


(a) 最大変形量

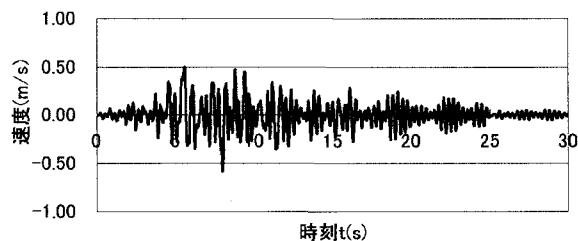


(b) 最大速度

図-10 ゴム支承の剛性の違いによるダンパー最大変形量および最大速度

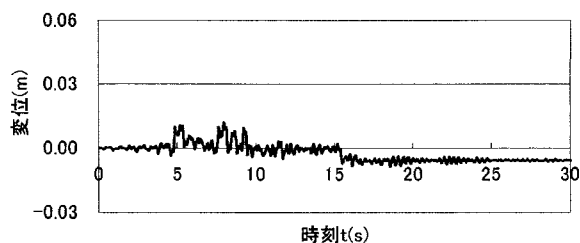


(a) 応答変位

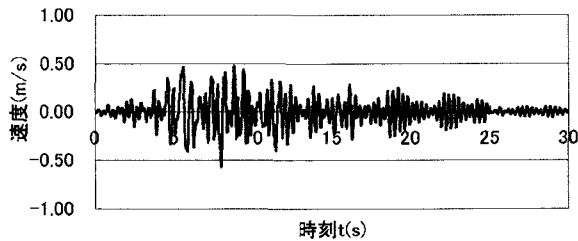


(b) 応答速度

(1) ゴム支承剛性 0 倍

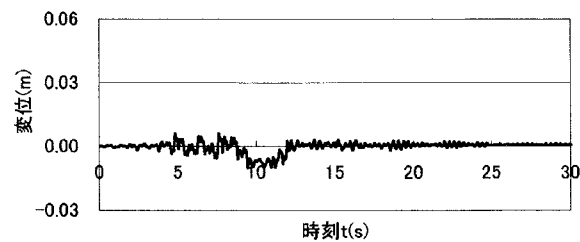


(a) 応答変位

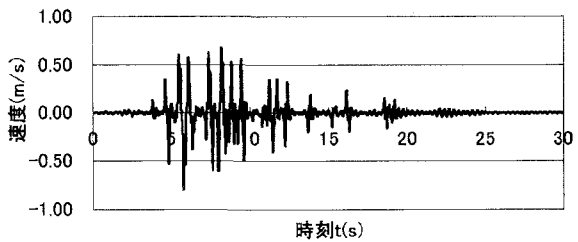


(b) 応答速度

(2) ゴム支承剛性 1 倍



(a) 応答変位



(b) 応答速度

(3) ゴム支承剛性 5 倍

図-11 ゴム支承の剛性の違いによる P1 橋脚上ダンパーの応答変位および応答速度

分散構造，免震構造に比べて，上部工変位量を抑制でき，橋脚の補強規模を小さくできる．

- ・ダンパーの抵抗力と橋脚剛性によっては，抵抗力が橋脚剛性に近づくと，橋脚との共振を起こす可能性もあり，抵抗力の設定に配慮が必要である．
- ・復元力のあるゴム支承を付加することで，橋脚ならびにダンパーの残留変位を軽減できる．その結果，応答変位量はさらに抑制できるが，応答速度，応答加速度には大きな影響を及ぼさない．

5. おわりに

本橋では，履歴型ダンパーを用いた制震構造そのものの効果と，その構造に復元力を有するゴム支承を付加した構造における動的挙動と残留変位への効果を解析検討により示した．しかしながら，ダンパーの速度依存性が履歴特性に及ぼす影響や減衰については，実験などを通じて今後明らかにする必要があると考える．

本工法は，新設橋にも有効な手法であると考えているが，既設構造物の場合には，現有耐力を十分に把握した上で適用できる工法か見極めることが重要である．また，支承や落橋防止構造との併用となるため，橋脚天端や桁部へのダンパーの取り付け方法は具体的な配置を念頭において計画する必要がある．

参考文献

- 1) 家村浩和，高橋良和，柳川智史，日比雅一：支承部軸力変動に着目した滑り免震橋梁の振動台実験，第 27 回地震工学研究発表会，2004．
- 2) 中村剛，AnatRuangrassamee，川島一彦：MR ダンパーをバリアブルダンパーとして用いた橋の地震応答，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 51-58，2002．
- 3) 栗山真澄，濱側裕久，中谷武弘：制震構造による橋梁耐震補強の検討，土木学会第 59 回年次学術講演会，2004．
- 4) 廣瀬彰則，中谷武弘，門田克史：震動制御技術を活用した既設橋梁の耐震補強，平成 15 年度建設コンサルタント業務・研究発表会，2003．
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書同解説 V 耐震設計編，2002．
- 6) 藤田亮一，森敦，金治英貞，伊津野和行：すべり免震支承システムのモデル化および地震動入力条件の違いが橋梁応答に及ぼす影響，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 415-422，2004．
- 7) 横川英彰，竹之内勇，宇野裕恵：履歴減衰を導入した構造減衰に関する一考察，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 149-154，2004．
- 8) 土木学会地震工学委員会減震・免震・制震小委員会：減震・免震・制震構造設計法ガイドライン（案），2002．
- 9) 藤田亮一，森敦，金治英貞，伊津野和行：すべり免震支承システムのパラメータが橋梁応答に及ぼす影響，土木学会地震工学論文集，Vol27. 2003．