

論文 ダイス・ロッド式摩擦ダンパーを用いた橋梁模型の振動台実験

波田 雅也*1・和田 新*2・右高 裕二*3・牛島 栄*4

要旨：筆者らは、既設橋梁の上部構造と下部構造の間に“ダイス・ロッド式摩擦ダンパー（以下、摩擦ダンパー）”を設置することで、レベル 2 の大地震時における橋脚基部の損傷を大幅に低減できる耐震補強工法の開発を進めている。摩擦ダンパーは、金属同士の摩擦抵抗を利用したダンパーであり、完全剛塑性型の履歴特性を有している。本報では、1 本の RC 単柱橋脚を 2 質点系で模擬した摩擦ダンパー付き橋梁模型を製作し、レベル 2 地震時における動的挙動を再現した振動台実験について示す。実験の結果、摩擦ダンパーを用いた補強後は、補強前に比べてレベル 2 地震時における下部構造の応答値を最大 60%程度低減できた。

キーワード：摩擦ダンパー、ダイス・ロッド式、既設橋梁、制震、耐震補強

1. はじめに

筆者らは、既設橋梁の上部構造と下部構造の間（支承部）の橋軸直角方向にダイス・ロッド式摩擦ダンパー（以下、摩擦ダンパー）を設置することで、レベル 2 地震時における橋脚基部の損傷を大幅に低減できる耐震補強工法の開発を進めている（図-1）^{1),2)}。摩擦ダンパーは建築構造物の耐震補強用として実用化されており、初期剛性が非常に大きく完全剛塑性に近い履歴特性を有する³⁾。また、その構造がシンプルかつコンパクトであるため、下部構造天端の狭いスペースにも設置することができる。本工法では、摩擦ダンパーの剛塑性型履歴特性を活かし、レベル 1 地震時には摩擦ダンパーが支承変位（下部構造天端に対する上部構造の相対変位）を拘束することで橋軸直角方向の固定支承条件を満たし、レベル 2 地震時には摩擦ダンパーが地震エネルギーを効率的に吸収することで橋脚基部の応答低減を図る。既報 1) では、RC 単柱橋脚を対象とした時刻歴応答解析を行った結果、本工法により耐震補強を施すことで補強前に比べて橋脚基部の損傷（曲率）を半減できること、また橋梁用に大容量化させた摩擦ダンパーに対して高速加振実験を行った結果、

最大 10cm を超える高振幅かつ 100cm/sec を超える高速加振下においても、摩擦ダンパーが想定通りの優れたエネルギー吸収性能を発揮することが示されている。本報ではさらに、1 本の RC 単柱橋脚を 2 質点系で模擬した摩擦ダンパー付き橋梁模型を製作し、レベル 1 およびレベル 2 地震動時における動的挙動を再現した振動台実験について示す。

2. 振動台実験の概要

2.1 実験模型

実験模型の外観パースを、実橋モデルと比較して図-2 に示す。また、実験模型の諸元を、実橋モデルと比較して表-1 に示す。実験模型は、RC 単柱橋脚を有する実橋モデルを 2 質点系で模擬しており、実験模型の上段・下段が、実橋モデルの上部構造・下部構造に相当する。実験模型の諸元は、実橋モデルに対して加速度の相似率を 1.0 とし、長さ・時間の相似率がそれぞれ 1/2.22, 1/1.49 となるように、表-1 に示す相似則に基づいて設定した。上段フレームは、カウンターウェイトを含めて総重量 507kN とし、上段ゴム支承によって支持することで、実橋モデルと同じ支持条件とした。また、下部構造のせん断剛性は、下段ゴム支承の弾性ばね剛性によって再現した。摩擦ダンパーは、上段と下段の間の北面・南面に各々 2 基ずつ、合計 4 基を上段ゴム支承と並列に配置した。

上段・下段ゴム支承の設置状況を写真-1 に、各種計測項目の概念図を図-3 に示す。本実験では、加振テーブルに所定の加速度波形を入力し、実験模型に慣性力（質量×加速度）を作用させた。加速度は、上段フレーム・下段フレーム各々の中央部にて計測し、層間変位は層間に設置したレーザー変位計により計測した。また、支承反力は、上段・下段ゴム支承の直下に設置した三分力計に

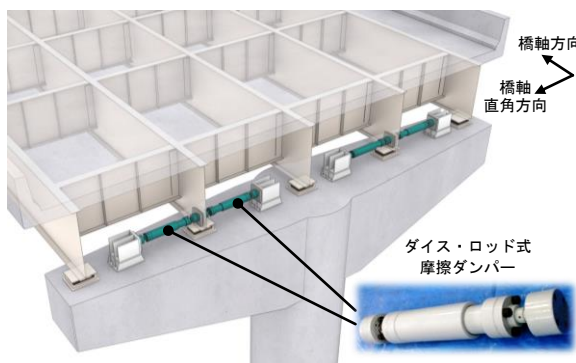


図-1 摩擦ダンパーを用いた橋梁耐震補強工法

*1 青木あすなろ建設（株）技術研究所 耐震リニューアル研究室（正会員）

*2 首都高速道路（株）技術部 技術推進課 課長代理

*3 首都高速道路（株）東京西局プロジェクト本部 王子工事事務所

*4 青木あすなろ建設（株）執行役員 技術研究所長 博士（工学）（フェロー会員）

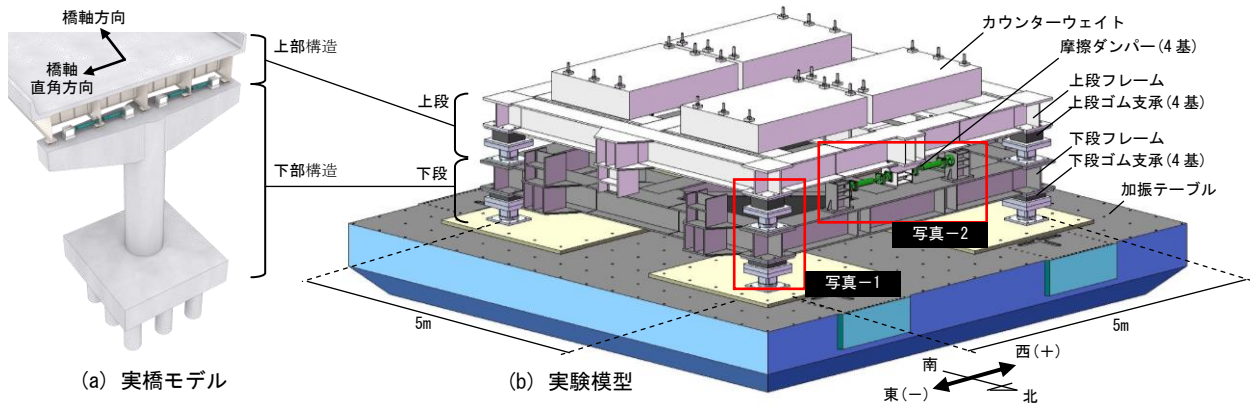


図-2 実験模型パース

表-1 実験模型の諸元

項目	単位	実橋モデル (1橋脚当り)	実験模型	相似比
上段(上部工)重量	kN	5548	507	$1/\alpha^3$
上段支承ばね剛性	kN/mm	-	4.7	-
下段(下部工)重量	kN	-	94	-
下段支承ばね剛性	kN/mm	-	26.0	-
1次固有周期	sec	1.07	0.72	$1/\sqrt{\alpha}$
下段降伏耐力	kN	5167	(472)	$1/\alpha^3$
変位	mm	1	1/2.22	$1/\alpha$
速度	cm/sec	1	1/1.49	$1/\sqrt{\alpha}$
加速度	cm/sec ²	1	1	$1/1.0$
時間	sec	1	1/1.49	$1/\sqrt{\alpha}$

※1: 相似比は実験模型/実橋モデルで表し、縮尺率 $\alpha=2.22$ とする。
 ※2: 実験模型の下段降伏耐力は、相似比に基づき実橋モデルから想定した値。
 ※3: 支承ばね剛性は事前検査値であり、上段・下段とも計4基の合計。

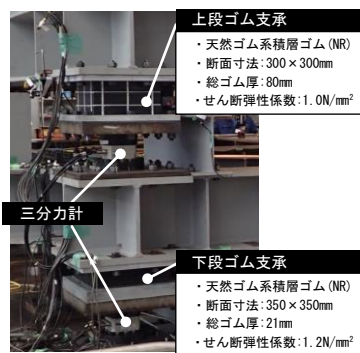


写真-1 上・下段ゴム支承

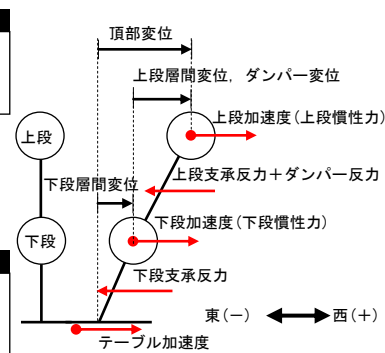


図-3 計測項目の概念図

より計測した。加振方向は、摩擦ダンパーを設置した東西(橋軸直角方向)の一方方向加振とし、西向きを正とした。なお、事前にスイープ波加振を行った結果、摩擦ダンパー無しの実験模型本体(ゴム支承のみ)の一次固有周期は0.68sec、減衰定数($1/\sqrt{2}$ 法で推定)は6.4%であった。

2.2 摩擦ダンパー試験体

摩擦ダンパーの機構を図-4に示す。摩擦ダンパーは、ダイス(金属環)とロッド(金属棒)の接触面に生じる摩擦力を利用したダンパーである。剛塑性型の履歴特性を有するという特長を活かし、摩擦ダンパーは、レベル1地震時に支承変位を生じさせることが、維持管理上好ましくないためである。本実験では前述の機能を確保するため、上段加速度200~400cm/sec²程度から摩擦ダンパーが減衰部材として稼働するように、ダンパー反力を100kN(25kN×4基)または200kN(50kN×4基)に設定した。

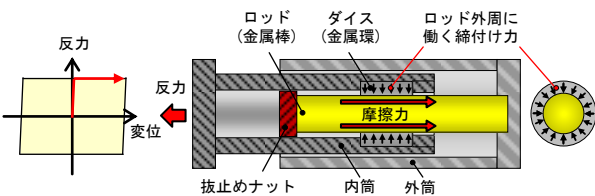


図-4 摩擦ダンパーの機構

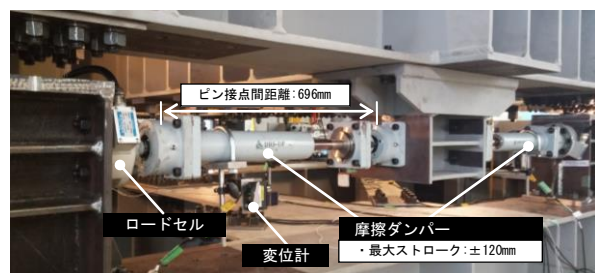


写真-2 摩擦ダンパーの設置状況

震時に支承変位を拘束する「固定部材」として機能させ、レベル2地震時に振動エネルギーを効率的に吸収することで下部構造の応答低減を図る「減衰部材」として機能させる。固定部材として機能させるのは、橋軸直角方向に支承変位(上段層間変位)が生じると上部構造ジョイント部の損傷が避けられず、下部構造が損傷しないレベル1地震(上部構造の応答加速度200~400cm/sec²程度)で支承変位を生じさせることが、維持管理上好ましくないためである。本実験では前述の機能を確保するため、上段加速度200~400cm/sec²程度から摩擦ダンパーが減衰部材として稼働するように、ダンパー反力を100kN(25kN×4基)または200kN(50kN×4基)に設定した。

摩擦ダンパーの設置状況を写真-2に示す。摩擦ダンパーの両端はピン接合とし、一端を上段フレームに、他端を下段フレームに接合した。摩擦ダンパーの計測項目はダンパー反力およびダンパー変位とし、写真-2に示すロードセルおよび変位計により計測した。

2.3 加振 Case

加振 Case 一覧を表-2に、各加振 Case のセットアップ図を図-5に示す。加振 Case は、摩擦ダンパー設置の有無やダンパー反力を変えることで、上段の橋軸直角方向(東西方向)の支持条件が異なる Case1~Case4とした。表-2中には、ダンパー反力を上段総重量507kNで除した値をダンパー反力係数 β として無次元化して表記している。Case1は、固定治具によって上段フレームを下段

フレームに一体化させることで、上段層間変位が生じないよう固定支承条件としたケースであり、ダンパー反力を無限大($\beta=\infty$)に設定したケースとみなす。Case2, Case3 は、固定治具を撤去し、それぞれダンパー反力 200kN($\beta=0.4$)、100kN($\beta=0.2$)相当の摩擦ダンパーを上段ゴム支承と並列に設置したケースである。Case4 は、固定治具および摩擦ダンパーともに撤去し、上段ゴム支承のみで橋軸直角方向を支持するケースであり、ダンパー反力を 0kN($\beta=0$)に設定したケースとみなす。一般的に、既設橋梁の橋軸直角方向は上部構造の温度伸縮を考慮する必要がなく、上部構造連結部材の破損を避けるため、サイドブロックを設置して固定支承条件となっている(Case1 に相当)。しかし、現況の固定支承条件では、レベル 2 地震時は橋脚基部または基礎部に過度な応力が

表-2 加振 Case 一覧(Case1~4)

加振 Case	上段フレームの橋軸直角方向支持条件	ダンパー反力係数設定値	説明
1	固定	$\beta=\infty$	固定治具により上段を下段に一体化させ、上段層間変位が生じない固定支承条件としたケース。ダンパー反力を無限大に設定したケースとみなす。耐震補強を行う前の既設橋梁〔補強前〕に相当する。
2	ゴム支承 + 200kN 摩擦ダンパー	$\beta=0.4$	ダンパー反力 200kN (50kN $\times$ 4基=200kN) を、ゴム支承と並列に設置したケース。摩擦ダンパーを用いて耐震補強を施した橋梁〔補強後〕に相当する。
3	ゴム支承 + 100kN 摩擦ダンパー	$\beta=0.2$	ダンパー反力 100kN (25kN $\times$ 4基=100kN) を、ゴム支承と並列に設置したケース。摩擦ダンパーを用いて耐震補強を施した橋梁〔補強後〕に相当する。
4	ゴム支承のみ	$\beta=0$	固定治具および摩擦ダンパーとも撤去し、ゴム支承のみで水平方向を支持するケース。ダンパー反力的大小と最大応答値の関係を把握するために実施する。

※1: ダンパー反力係数 β は、ダンパー反力を上段総重量 507kN で除して無次元化した値

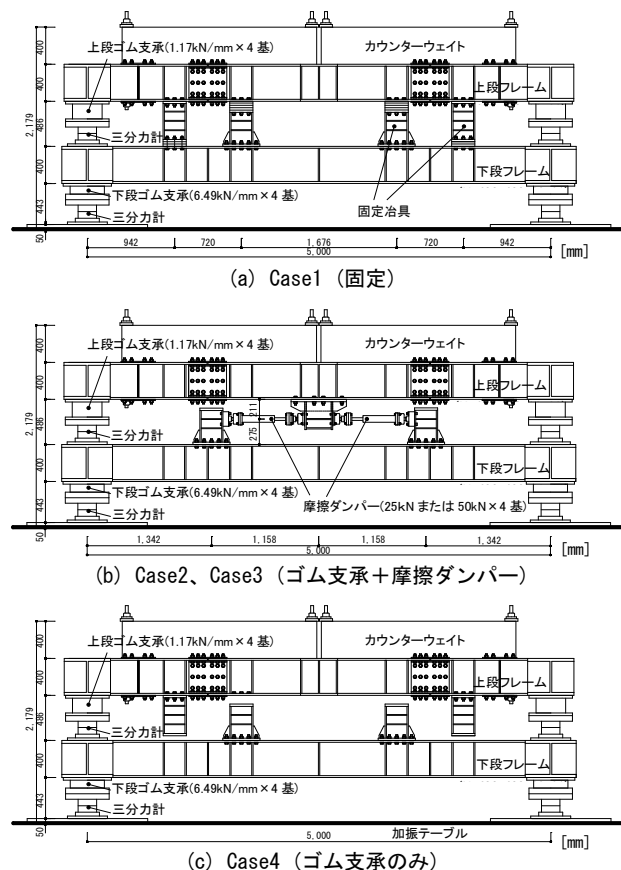


図-5 試験体セットアップ図(東西面)

作用し、大きく塑性化することが避けられない。本工法では、まずサイドブロックによる固定を撤去し、ゴム支承に交換することで長周期化させる(Case4 に相当)。そしてさらに、摩擦ダンパーを設置して下部構造の応答低減を図る(Case2, Case3 に相当)。なお、摩擦ダンパーは弾性復元力を有さないため、弾性復元力を有するゴム支承と組み合わせて用いることを前提としている。

3. 正弦波加振

本章では、実験模型および摩擦ダンパーの基本性能の確認を目的とした正弦波加振について示す。

3.1 入力波形

入力波形(テーブル加速度)を図-6 に示す。実験模型の一次固有周期が 0.7sec 程度であり、また実橋モデルの一次固有周期が 1.0sec 程度であることから、入力波形は、振動数 1.0Hz(周期 1.0sec)、加速度振幅 500cm/sec²の正弦波とした。サイクル数は 5 サイクルとし、前後に各 1 サイクルの漸増・漸減波を加えた。

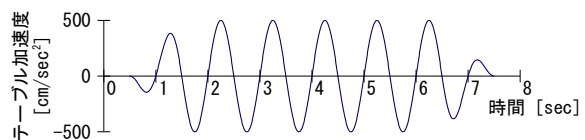


図-6 入力波形(テーブル加速度)

3.2 実験結果

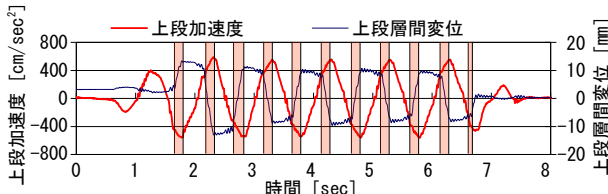
以下では、Case2(ゴム支承 + 200kN 摩擦ダンパー)の実験結果について述べる。

3.2.1 実験模型全体の挙動

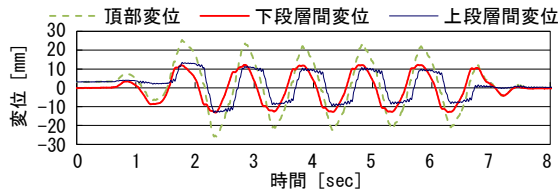
正弦波加振で得られた最大応答値一覧を表-3 に、時刻歴応答波形を図-7 に示す。図-7(a)は上段加速度と上段層間変位を重ねて、図-7(b)は上段・下段層間変位と頂部変位を重ねて示している。また、図-7(a)中には、上段層間変位が変化している時刻を橙色で色付けして示している。まず、図-7(a)より、上段加速度 400cm/sec²未満では上段層間変位が変化せず、400cm/sec²を超えると上段層間変位に変化が生じていたことから、摩擦ダンパーが意図した上段加速度で固定部材から減衰部材に切り替わっていることが伺える。また、図-7(b)より、摩擦ダンパーが「固定部材⇄減衰部材」の切り替えを繰り返すことで上段と下段の層間変位に位相差が生じること、頂部変位(上段・下段層間変位の累積)は正弦波に近い定常的な挙動を示すことがわかる。上段・下段ゴム支承の反力-変位関係を図-8 に示す。ゴム支承は、いずれも設定値(表-1)と同程度の剛性で、若干の履歴を描いた。これが、実験模型が減衰定数 6.4%(2.1 項参照)を有した一因と考えられる。なお、6.4%は道路橋示方書 V に示される RC 橋脚の減衰定数の標準値 5%より少し大きい。

表-3 最大応答値一覧 (Case2)

加速度 [cm/sec ²]		層間変位 [mm]		頂部 変位 [mm]	支承反力 [kN]		慣性力 [kN]	
下段	上段	下段	上段		下段	上段	下段	上段
1094	590	13	13	26	394	101	113	304



(a) 上段加速度、上段層間変位



(b) 上段層間変位、下段層間変位、頂部変位

図-7 時刻歴波形 (Case2)

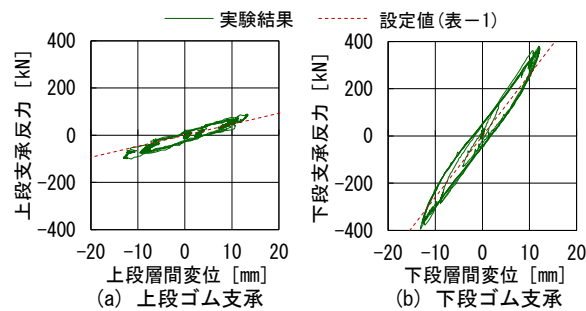


図-8 上段・下段ゴム支承の反力-変位関係 (Case2)

3.2.2 摩擦ダンパーの挙動

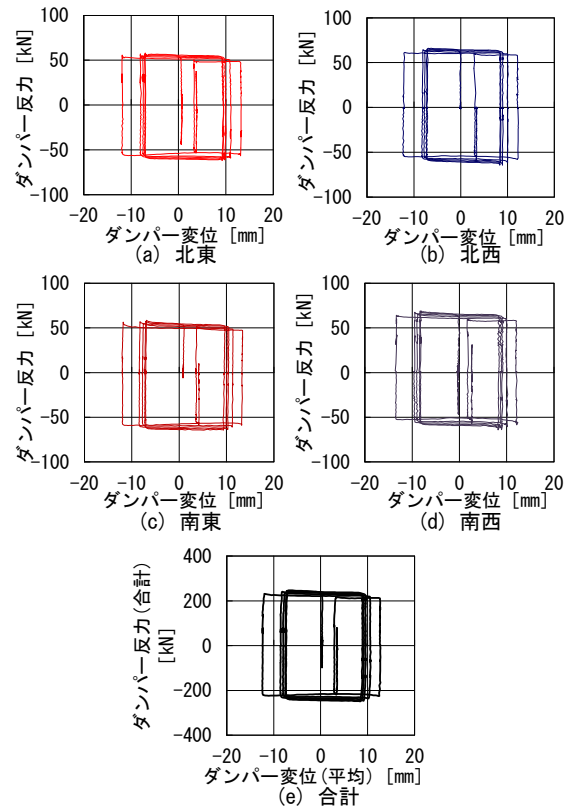
Case2 の正弦波加振で得られた摩擦ダンパーの反力一覧を表-4に、反力-変位関係を図-9に示す。図表より、並列に設置した摩擦ダンパー4基すべて、ダンパー反力およびダンパー変位に大きな差異は見られず、安定した剛塑性型の安定した履歴形状を示した。また、4基すべて加振サイクル毎のダンパー反力の変化も小さく、繰り返し撓動しても安定したダンパー反力を発揮した。さらに、4基のダンパー反力を合計すると、正負とも設定通り 200kN ($\beta=0.4$) 程度となっていた。以上より、実験模型に作用する慣性力によって複数並列に設置した摩擦ダンパーを同時に撓動させる振動台実験においても、摩擦ダンパーが安定した剛塑性型の履歴形状を示し、減衰部材として優れたエネルギー吸収性能を発揮することが確認できた。なお、ダンパー反力の最大値(最大値および最小値の絶対値の大きい方)は、平均値(エネルギー吸収量を滑り量で除して算出¹⁾)よりも1割程度大きかった。

表-4 ダンパー反力一覧 (Case2)

	摩擦ダンパーの設置位置				
	北東	北西	南東	南西	合計
平均ダンパー反力 [kN]	55	60	59	56	231
最大ダンパー反力 [kN]	62	66	64	69	249
最大/平均	1.11	1.09	1.08	1.23	1.08

※1：最大ダンパー反力は、最大値および最小値の絶対値の大きい方とする。

※2：平均ダンパー反力は、エネルギー吸収量(履歴面積)を滑り量で除して算定。



※1：ダンパー反力(合計)は、ダンパー4基(北東、北西、南東、南西)の反力の合計。
 ※2：ダンパー変位(平均)は、ダンパー4基(北東、北西、南東、南西)の変位の平均。

図-9 摩擦ダンパーの反力-変位関係 (Case2)

4 非定常波加振

本章では、摩擦ダンパーを設置した橋梁の地震時挙動の確認を目的とした非定常波加振について示す。

4.1 入力波形

入力波形の諸元を表-5に、加速度応答スペクトルを図-10に示す。入力波形には、道路橋示方書Vに示される設計地震動に前述の相似側に従って時間軸を補正した波形を用いた⁴⁾。レベル1地震動は、摩擦ダンパーが固定部材として働くことを確認するため、IからIII種地盤のうち最も加速度レベルの大きなIII種地盤を選定した。レベル2地震動は、摩擦ダンパー設置による応答低減効果を確認するため、タイプI(プレート境界型の大規模地震)およびタイプII(内陸直下型の大規模地震)から各々2波ずつ計4波を選定した。なお、タイプIIについては、Case4(ゴム支承のみ)加振時に上・下段のゴム支承のせん断ひずみが200%を超えないように、表-5中の説明欄に示す低減倍率を乗じて入力した。

表-5 入力波形の諸元

地震動レベル	波形名	最大加速度 [cm/sec ²]	継続時間 [sec]	説明
レベル1	I-I-111	140	34	橋の供用期間中に発生する確率が高いとされるレベル1地震動(III種地盤)の時間軸に相似率(1/1.49)を乗じて補正した波形
	I-I-11-2	675	161	プレート境界型の大規模地震を想定したレベル2地震動タイプI(II, III種地盤)の時間軸に相似率(1/1.49)を乗じて補正した波形
	I-I-111-3	691	161	
レベル2	II-I-11-2	404	34	内陸直下型の大規模地震を想定したレベル2地震動タイプII(II, III種地盤)の時間軸に相似率(1/1.49)を乗じ、加速度に低減倍率(II-I-11-2:0.6、II-I-111-3:0.8)を乗じて補正した波形
	II-I-111-3	495	34	

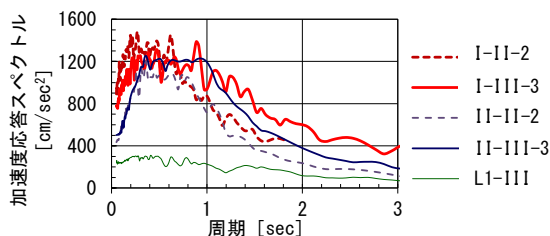


図-10 入力波形の加速度応答スペクトル (h=5%)

4.2 レベル 1 地震の加振結果

レベル 1 地震 (L1-III 種) 加振で得られた上段層間変位の時刻歴波形について、Case1、Case2 および Case4 を比較して図-11 に示す。図-11 より、摩擦ダンパーを設置しない Case4 では最大 25mm 程度の上段層間変位が生じていたのに対し、200kN 摩擦ダンパーを設置した Case2 では、固定支承条件である Case1 と同様に上段層間変位が最大 2mm 未満と極めて小さかったことから、摩擦ダンパーが固定部材として機能していることがわかる。また、Case2 における摩擦ダンパーの反力-変位関係を図-12 に示す。図-12 より、レベル 1 地震動時におけるダンパー反力の最大値が約 140kN ($\beta=0.28$) であったことから、ダンパー反力をこの値以上に設定すれば、レベル 1 地震で摩擦ダンパーが摺動すること無く、固定部材として機能するといえる。以上より、ダンパー反力を適切に設定すれば、摩擦ダンパーがレベル 1 地震時に固定部材として機能することが確認できた。

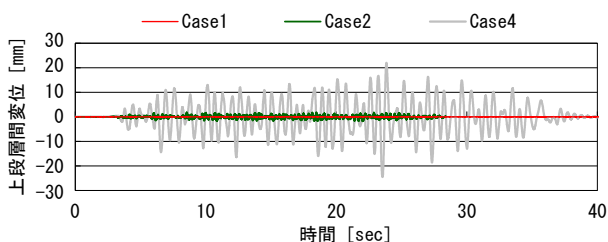


図-11 上段層間変位の時刻歴波形 (L1-III)

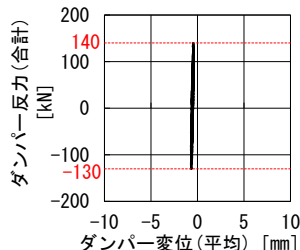


図-12 摩擦ダンパーの反力-変位関係 (Case2)

4.3 レベル 2 地震の加振結果

4.3.1 摩擦ダンパーの挙動

レベル 2 地震 (II-II-2) 加振で得られた摩擦ダンパーの反力-変位関係を図-13 に示す。図-13 より、Case2 (100kN 摩擦ダンパー)、Case3 (200kN 摩擦ダンパー)

ともに、設定したダンパー反力より若干大きい傾向があるものの安定した剛塑性型の履歴形状を示した。

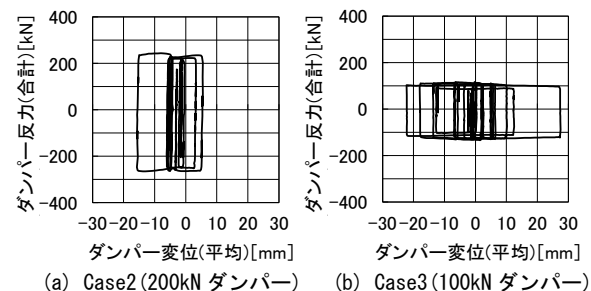


図-13 レベル 2 地震 (II-II-2) 加振時の摩擦ダンパーの反力-変位関係

4.3.2 応答低減効果

本項では、摩擦ダンパーを設置することによる橋脚基部の応答低減効果を確認するため、下段層間変位に着目する。レベル 2 地震 (II-II-2) 加振で得られた下段層間変位の時刻歴波形を Case1 と Case3 を比較して図-14 に示す。図-14 より、100kN 摩擦ダンパーを設置した Case3 (補強後) は、固定支承条件である Case1 (補強前) に対して、下段層間変位の最大応答値が半減していることがわかる。また、各加振の下段層間変位の最大応答値一覧を表-5 に示す。表-5 より、下段層間変位の最大応答値は、入力波形にかかわらず、Case1 に対して 200kN 摩擦ダンパーを設置した Case2 では 3~4 割程度低減され、100kN 摩擦ダンパーを設置した Case3 では 4~6 割程度低減された。なお、ゴム支承のみとした Case4 では、Case1 と同程度の下段層間変位が生じた。

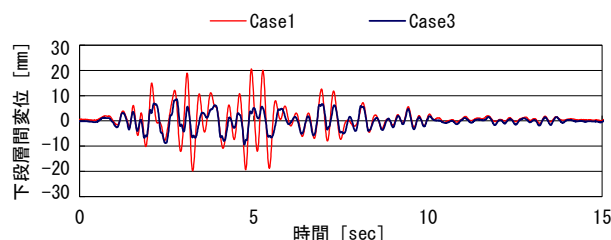


図-14 下段層間変位の時刻歴波形 (II-II-2)

表-5 下段層間変位の最大応答値一覧

入力波形	下段支承変位 [mm]				Case1に対する各加振Caseの下段支承変位の比率 [%]			
	Case1 固定	Case2 ゴム支承+ 200kN摩擦 ダンパー	Case3 ゴム支承+ 100kN摩擦 ダンパー	Case4 ゴム支承 のみ	1/1	2/1	3/1	4/1
I-II-2	26	15	11	19	100%	59%	42%	73%
II-II-2	21	14	9	19	100%	68%	46%	92%
I-III-3	20	15	12	22	100%	75%	60%	111%
II-III-3	21	14	12	26	100%	70%	60%	127%

4.3.3 ダンパー反力と最大応答値の関係

入力波形毎に、Case1~4 でダンパー反力を変化させた時の最大応答値の推移を図-15 に示す。図-15 (a) が上段層間変位、図-15 (b) が下段層間変位である。横軸は各

加振で得られた最大ダンパー反力とし、Case1 の最大ダンパー反力は、上段の最大慣性力(上段質量×最大上段加速度)に等しいものとした。まず図-15(a)より、上段層間変位の最大応答値は、ダンパー反力を大きくすることで急激に減少していることがわかる。また、入力波形にかかわらず同様に2次曲線を描いていたことから、ダンパー反力を調節することで、上段層間変位を任意に制御可能であるといえる。つぎに図-15(b)より、下段層間変位の最大応答値は、入力波形にかかわらず、ダンパー反力を大きくすると Case4→Case3 の範囲でいったん減少した後、Case3→Case1 の範囲で増大している。すなわち、 $\beta=0.2\sim0.4$ の範囲に下段層間変位を最小とするダンパー反力の最適値が存在することがわかる。なお、最適値の存在については、文献5)、6)等で動的解析により検討されており、本実験結果と良く対応している。

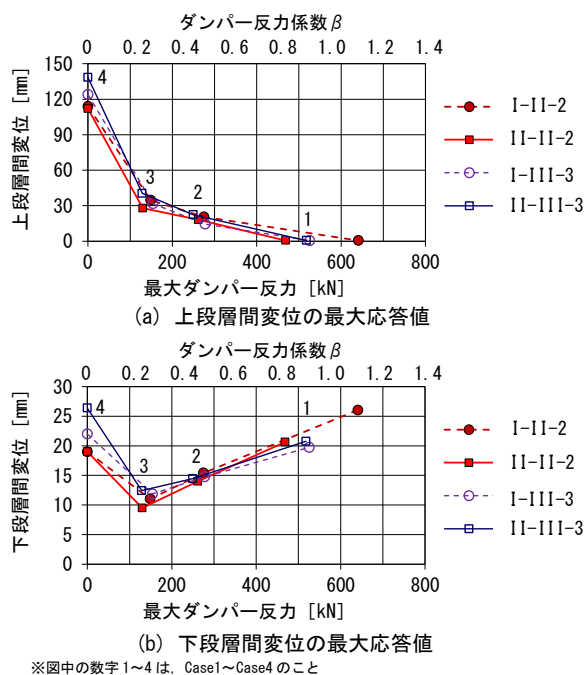


図-15 ダンパー反力を変化させた時の最大応答値の推移

4.3.4 上段層間変位の残留変位

加振後の上段層間変位の残留変位一覧を表-6に示す。表-6より、残留変位は最大5mm程度であり、表-1に示す縮尺率を乗じて11mm程度と小さい。すなわち、摩擦ダンパーをゴム支承と適切に組み合わせて用いることで、残留変位を抑制できることがわかった。

表-6 上段層間変位の残留変位一覧

入力波形	上段層間変位の残留変位 [mm]			
	Case1 固定	Case2 ゴム支承+ 200kN摩擦 ダンパー	Case3 ゴム支承+ 100kN摩擦 ダンパー	Case4 ゴム支承 のみ
I-II-2	0.0	-5.4	-0.4	0.0
II-II-2	0.0	-1.6	1.7	0.1
I-III-3	0.0	-0.4	-1.7	-0.1
II-III-3	0.0	-0.6	-2.1	0.9

5 まとめ

以上、RC単柱橋脚を2質点系で模擬した摩擦ダンパー付き橋梁模型の振動台実験について述べた。得られた知見を下記に示す。

- (1) 正弦波加振の結果、摩擦ダンパーが所定の上段加速度で固定部材から減衰部材に切り替わること、完全剛塑性の安定した履歴形状を示し、減衰部材として優れたエネルギー吸収性能を発揮した。
- (2) 非定常加振の結果、レベル1地震時には、摩擦ダンパーが摺動することなく固定部材として機能した。また、レベル2地震時には、摩擦ダンパーを設置して耐震補強を施すことで、補強前に比べて、下部構造の変形(損傷)に相当する下段層間変位が最大60%程度低減した。
- (3) 非定常加振の結果、下段層間変位を最小とするダンパー反力の最適値が、ダンパー反力係数(ダンパー反力を上段総重量で除した値) $\beta=0.2\sim0.4$ の範囲に存在しており、既往研究の解析結果と良く対応した。

謝辞

本研究は、首都高速道路(株)と青木あすなろ建設(株)の共同研究「既設橋梁の耐震性向上技術に関する研究」に関する研究成果の一部である。また、振動台実験は、国立研究開発法人土木研究所が所有する3次元大型振動台を用いて、2016年1月末に実施した。本実験の計画、遂行および実験結果のまとめに際して、関係各位には懇切丁寧に指導して頂いた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 波田雅也ほか：既設橋梁の耐震性向上に用いるダイス・ロッド式摩擦ダンパーの開発、コンクリート工学年次論文集、Vol.38, No.2, pp.1003-1008, 2016.7
- 2) 波田雅也ほか：橋梁の制震化に用いる摩擦ダンパーの実験的研究(その1, その2)、土木学会第70回年次学術講演会梗概集、I-019, I-020, No.9, pp.37-40, 2015.9
- 3) 北嶋圭二ほか：既存RC造建物の制震補強用摩擦ダンパーに関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.1, pp.385-390, 1999
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2012.3
- 5) 武田篤史ほか：摩擦型ダンパーを用いた橋梁系の振動台実験、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol.67, No.3, pp.628-643, 2011
- 6) 斎藤次郎ほか：摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例、第6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.133-138, 2003.1