10. ダイス・ロッド式摩擦ダンパーを用いた実橋梁を模擬した試験体の振動台実験

Shaking Table Test of Bridge Model Using Die and Rod Type Friction Damper

波田雅也*　藤本和久*　牛島　栄**　和田　新***　右高裕二***

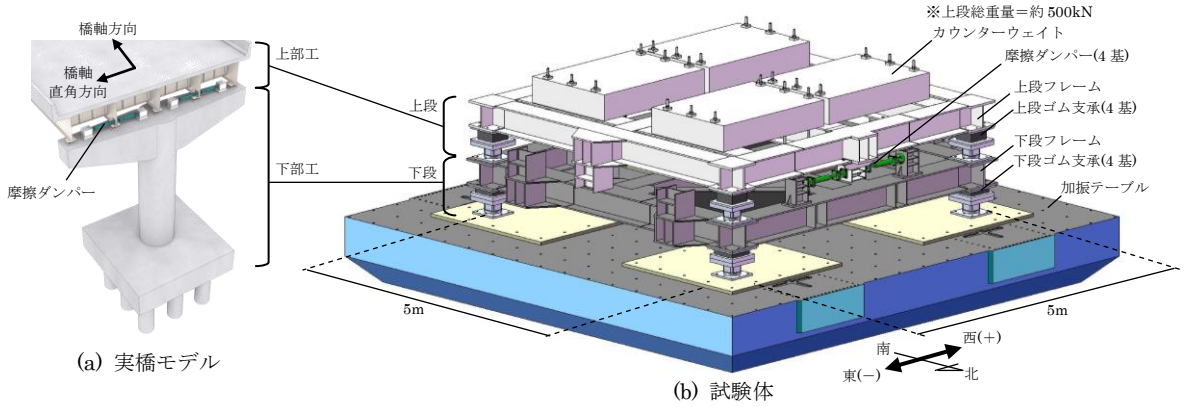
－概要－

既報(青木あすなろ建設 技術研究所報 Vol.1 2016 Spring)で示すように、筆者らは既設橋梁の橋軸直角方向に“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を開発している。本報では、摩擦ダンパーを用いた橋梁耐震補強工法の地震時挙動を検証するために実施した振動台実験について示す(図 1 参照)。

－技術的な特長－

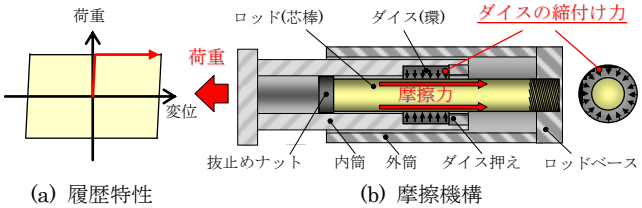
摩擦ダンパーは、ダイス(金属環)とロッド(金属棒)の接触面に生じる摩擦力を利用したダンパーであり、初期剛性が非常に大きく完全剛塑性に近い履歴特性を有する(図 2 参照)。また、その構造がシンプルかつコンパクトであるため、下部工天端の狭いスペースにも橋軸直角方向に設置することができる。開発した工法は、摩擦ダンパーの完全剛塑性履歴特性を活かし、レベル 1 地震時には摩擦ダンパーが支承変位を拘束することで橋軸直角方向の固定支承条件を満たし、レベル 2 地震時には摩擦ダンパーが地震エネルギーを効率的に吸収することで橋脚基礎部の応答低減を図るという特長を有している。

振動台実験では、RC 単柱橋脚を約 1/2 スケールで模擬した試験体を製作し、レベル 1 地震およびレベル 2 地震時における動的挙動を再現した加振を行った。実験の結果、摩擦ダンパーによる耐震補強効果は、補強前に比べてレベル 2 地震時における橋脚基部の応答値(下段支承反力)を最大 50%程度低減できる等の高い性能を発揮することが確認できた(図 3 参照)。



(a) 実橋モデル　(b) 試験体

図 1　振動台実験(実橋モデルと試験体の対比)



(a) 履歴特性　(b) 摩擦機構

図 2　摩擦ダンパーの概要

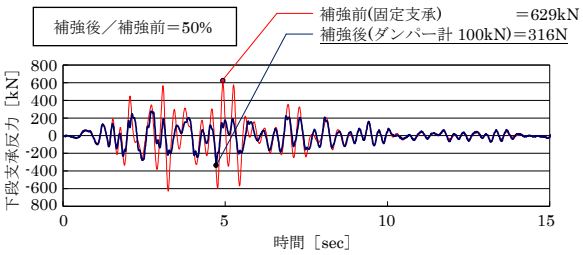


図 3　実験結果(Ⅱ－Ⅱ-2)

※本報は、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。

*技術研究所耐震リニューアル研究室　**執行役員　技術研究所所長　***首都高速道路(株)

ダイス・ロッド式摩擦ダンパーを用いた実橋梁を模擬した試験体の振動台実験

Shaking Table Test of Bridge Model Using Die and Rod Type Friction Damper

○波田　雅也*　　藤本　和久*　　牛島　栄**　　和田　新***　　右高　裕二***
Masaya HADA　Kazuhisa FUJIMOTO　Sakae USHIJIMA　Arata WADA　Yuji MIGITAKA

ABSTRACT　In recent years the ability to remain functional after a Level 2 earthquake (as defined by the Japan Society of Civil Engineers) has become an important attribute of road bridges in Japan. After the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, minimal seismic retrofit measures have been taken in order to prevent collapse of road bridges. However, even though collapse of a bridge can be prevented, the bridge will be unable to serve as part of the public infrastructure in the event of a disaster if its piers have been damaged to the extent of requiring time-consuming restoration. Therefore the authors have developed a seismic retrofit method to significantly reduce damage to bridge pier bases due to a Level 2 earthquake by installing Die and rod type friction dampers (hereinafter referred to as friction dampers) to the bridge. The friction damper attenuates earthquake shaking by converting vibration energy to friction heat and thereby absorbing earthquake energy. This paper briefly describes the newly developed seismic retrofit method and reports the results of a shaking table test of bridge model using friction damper. As a result of the test, after seismic retrofit by the proposed method, it was verified that the damage to the bridge pier bases was halved during a level-2 earthquake.

Keywords :摩擦ダンパー，ダイス・ロッド式，橋梁，耐震補強，振動台実験
Friction Damper, Die and Rod Type, Bridge, Seismic Retrofit, Shaking Table Test

1. はじめに

筆者らは、既設橋梁の上部工と下部工の間(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]。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[2]。また、摩擦ダンパーは構造がシンプルかつコンパクトであるため、下部工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(下部工天端に対する上部工の相対変位)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(青木あすなろ建設 技術研究所報 Vol.1 2016 Spring)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 を超える大振幅かつ 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[1]。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。

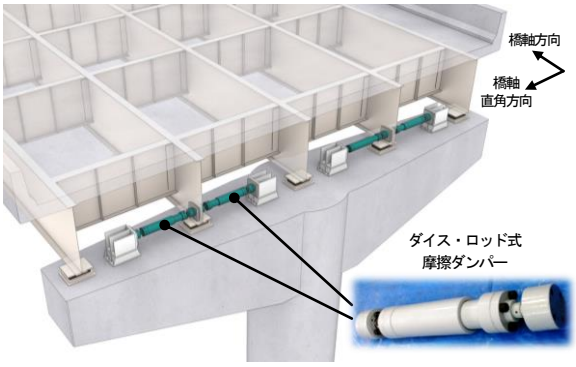


図１　摩擦ダンパーを用いた橋梁耐震補強工法

*技術研究所　耐震リニューアル研究室
**執行役員　技術研究所　所長
***首都高速道路(株)

2. 振動台実験の概要

2.1 実験模型

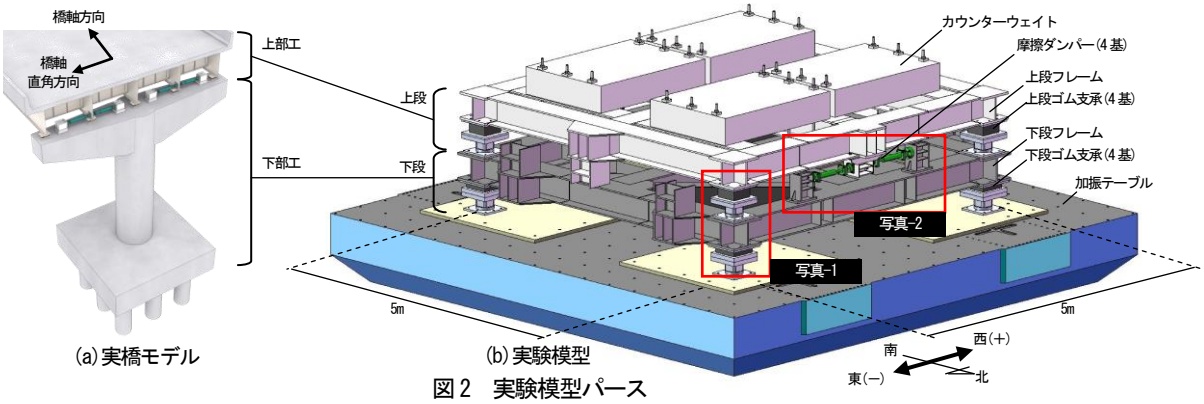
実験模型の外観パースを、実橋モデルと比較して図2に示す。また、実験模型の諸元を、実橋モデルと比較して表1に示す。実験模型は、RC単柱橋脚を有する実橋モデルを2質点系で模擬しており、実験模型の上段・下段が、実橋モデルの上部工・下部工に相当する。実験模型の諸元は、実橋モデルに対して加速度の相似率を1.0とし、長さと時間の相似率がそれぞれ1/2.22、1/1.49となるように、表1に示す相似則に基づいて設定する。上段フレームは、カウンターウェイトを含めて総重量507kNとし、上段ゴム支承によって支持することで、実橋モデルと同じ支持条件とする。また、下部工のせん断剛性は、下段ゴム支承の弾性ばね剛性によって再現する。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する。

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)を作用させる。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する。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より計測する。加振方向は、摩擦ダンパーを設置した東西方向(橋軸直角方向)とし、西向きを正とする。なお、事前に実施したスウィープ波加振によって得られた加速度波形を用いて、実験模型本体(摩擦ダンパー無し)の減衰定数hを$1/\sqrt{2}$法で推定した結果、h=6.4%であった。

2.2 摩擦ダンパー

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工の応答低減を図る「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(上段ゴム支承変位)が生じると上部工ジョイント部の損傷が避けられず、下部工が損傷しないレベル1地震(上部工の応答加速度200～400cm/sec^{2}程度)で支承変位を生じさせることは、維持管理の面で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/sec^{2}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)に設定する。

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、



(a)実橋モデル　(b)実験模型

図2　実験模型パース

表1　実験模型の諸元

項　目	単位	実橋ﾓﾃﾞﾙ(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／実橋ﾓﾃﾞﾙで表し，縮尺率α=2.22とする.
※2：実験模型の下段降伏耐力は，相似則に基づき実橋ﾓﾃﾞﾙから想定した値.
※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.

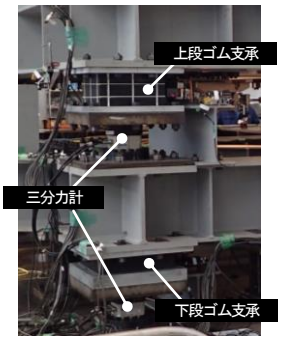


写真1　上・下段ゴム支承

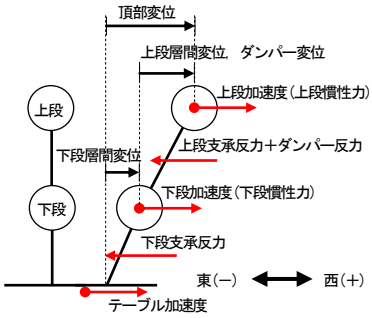


図3　計測項目の概念図

他端を下段フレームに接合する。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する。

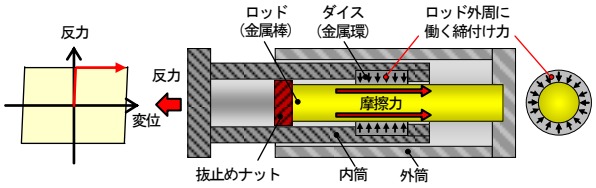


図４　摩擦ダンパーの機構

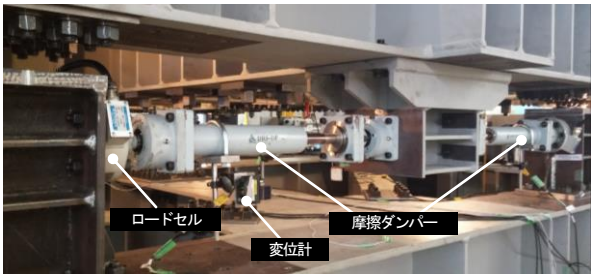


写真２　摩擦ダンパーの設置状況

2.3 加振 Case

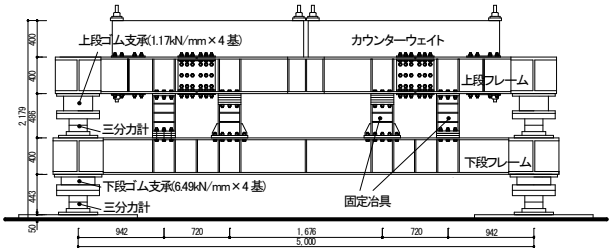
加振 Case 一覧を表２に、各加振 Case のセットアップ図を図５に示す。加振 Case は、摩擦ダンパー設置の有無やダンパー反力を変えることで、上段の水平方向支持条件が異なる Case①～④とする。表中には、ダンパー反力を上段総重量 507kN で除した値をダンパー反力係数 β として無次元化して表記している。Case①は、固定冶具によって上段フレームを下段フレームに一体化させることで、上段層間変位が生じないよう固定支承条件としたケースであり、ダンパー反力を無限大($\beta=\infty$)に設定したケースとみなす。Case②、Case③は、固定冶具を撤去し、それぞれダンパー反力 200kN(β=0.4)、100kN(β=0.2)相当の摩擦ダンパーをゴム支承と並列に設置したケースである。Case④は、固定冶具および摩擦ダンパーともに撤去し、ゴム支承のみで水平方向を支持するケースであり、ダンパー反力を 0kN(β=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工の温度伸縮を考慮する必要がなく、上部工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拘束を撤去し、弾性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工の応答低減を図る(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合わせて用いることを前提としている。

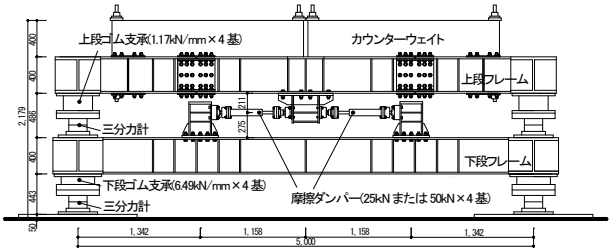
表２　加振 Case 一覧(Case①～④)

加振 Case	上段フレームの水平方向支持条件	ダンパー反力係数設定値	説明
①	固定	$\beta=\infty$	固定冶具により上段フレームを下段フレームに一体化させ、上段層間変位が生じない固定支承条件としたケースで、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	β=0.4	ダンパー反力200kN(50kN×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	β=0.2	ダンパー反力100kN(25kN×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	β=0	固定冶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。ダンパー反力の大きさと最大応答値の関係を把握するために実施する。

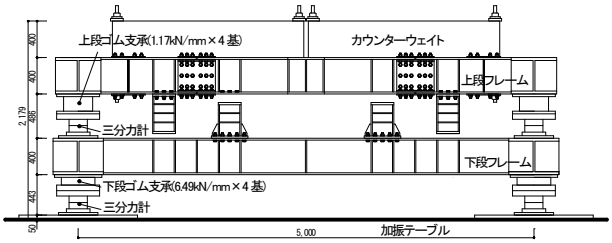
※1：ダンパー反力係数βは、ダンパー反力を上段総重量 507kN で除して無次元化した値



(a) Case①（固定）



(b) Case②、Case③（ゴム支承＋摩擦ダンパー）



(c) Case④（ゴム支承のみ）

図５　試験体セットアップ図(東西面)

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。入力波形は、振動数 1.0Hz、加速度振幅 500cm/sec^2 の正弦波とする。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・漸減波を加える。

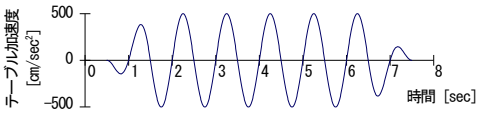


図６　入力波形(テーブル加速度)

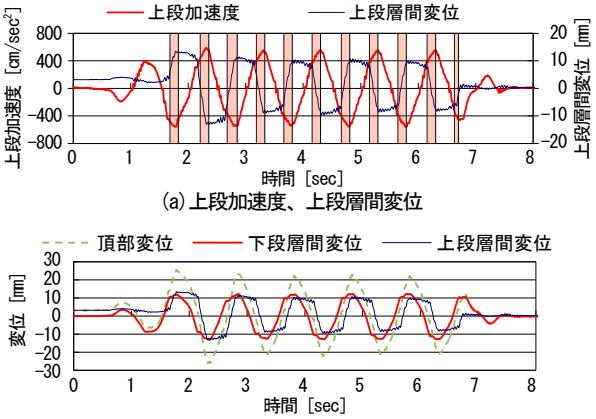
3.2 実験結果

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ることから、意図した上段加速度で摩擦ダンパーが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。また、上段・下段ゴム支承の反力－変位関係を図 8 に示す。いずれも設定値(表 1)と同程度の剛性で概ね弾性挙動している。

表 3　最大応答値一覧(Case②)

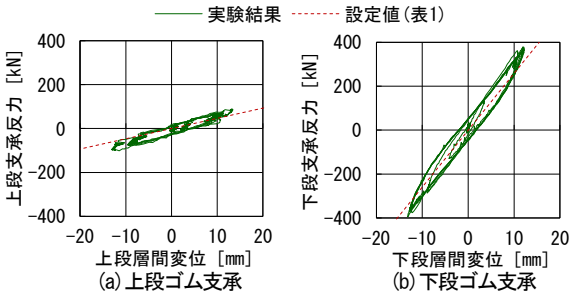
加速度 [cm/sec²]		層間変位 [mm]		頂部変位 [mm]	支承反力 [kN]		慣性力 [kN]	
下段	上段	下段	上段		下段	上段	下段	上段
1094	590	13	13	26	394	101	113	304



(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)



(a) 上段ゴム支承　(b) 下段ゴム支承

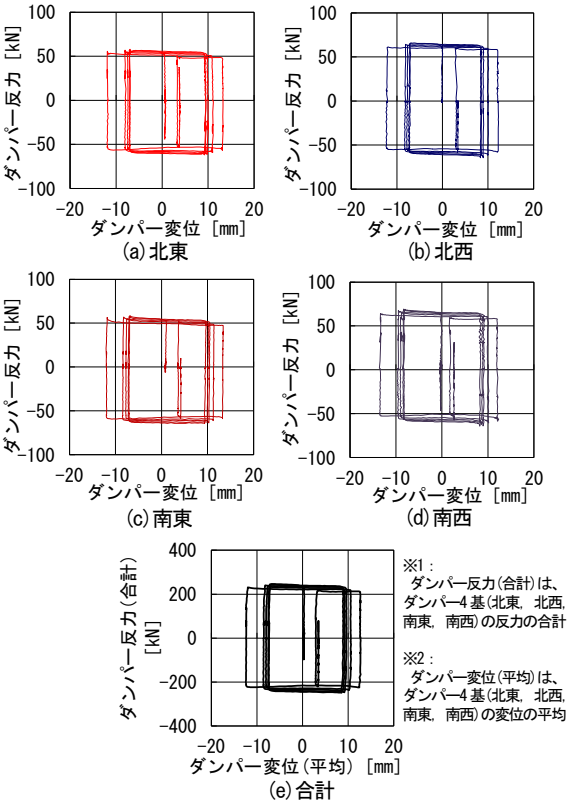
図 8　上段・下段ゴム支承の反力-変位関係(Case②)

3.2.2 摩擦ダンパーの挙動　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、4 基ともダンパー反力に大きな差異は見られず、安定した剛塑性型の履歴形状を示している。また、加振サイクル毎の変化も小さい。さらに、並列に設置したダンパー4 基の反力を合計すると、正負とも設定通り 200kN 程度となっている。以上より、慣性力を作用させる振動台実験においても、摩擦ダンパーが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することが確認できた。なお、ダンパー反力の最大値は、平均値よりも 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)を摺動距離で除して算定



(a) 北東　(b) 北西　(c) 南東　(d) 南西　(e) 合計

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

される設計地震動からレベル 1 地震動を 1 波、レベル 2 地震動を 4 波選定し、前述の相似側に従って時間軸を補正して用いる[3]。また、レベル 2 地震動タイプ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、表中の説明欄に示す低減倍率を乗じている。

表 5　入力波形の諸元

地震動レベル	波形名	最大加速度 [cm/sec²]	継続時間 [sec]	説明
レベル1	L1-Ⅲ	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
レベル2	Ⅰ-Ⅱ-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-Ⅲ-3	691	161	
	Ⅱ-Ⅱ-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-Ⅱ-2:0.6、Ⅱ-Ⅲ-3:0.8）を乗じて補正した波形
	Ⅱ-Ⅲ-3	495	34	

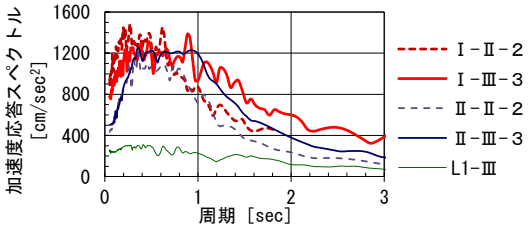


図 10　入力波形の加速度応答スペクトル(h=5%)

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るのに対し、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 未満と極めて小さいことから、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(β=0.28)であることから、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。

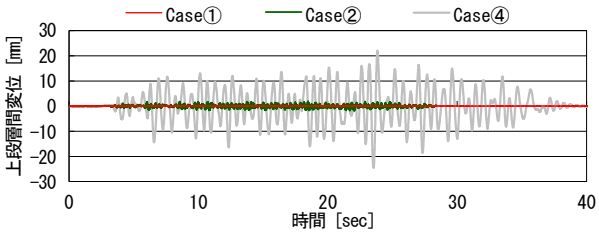


図 11　上段層間変位の時刻歴波形(L1-Ⅲ)

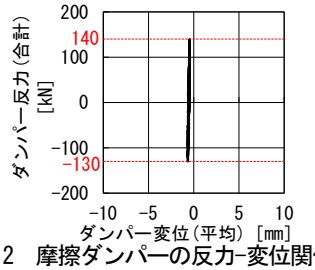


図 12　摩擦ダンパーの反力-変位関係(Case②)

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(200kN 摩擦ダンパー)、Case③(100kN 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完全剛塑性の安定した履歴形状を示すことがわかる。

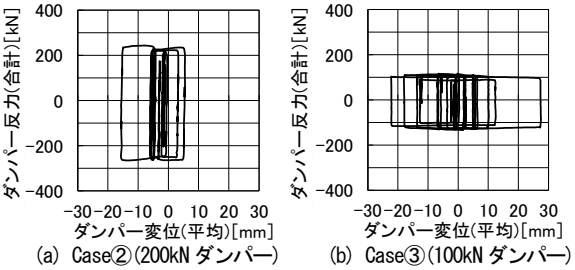


図 13　レベル 2 地震(Ⅱ-Ⅱ-2)加振時の摩擦ダンパーの反力－変位関係

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下部工の応答低減効果を確認するため、下段支承反力に着目する。レベル 2 地震(Ⅱ-Ⅱ-2)加振で得られた下段支承反力の時刻歴波形を 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、下段支承反力の最大応答値が半減していることがわかる。また、各加振の下段支承反力の最大応答値一覧を表 6 に示す。表 6 より、下段支承反力の最大応答値は、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 割程度低減され、100kN 摩擦ダンパーを設置した Case③では 5 割程度低減されていることがわかる。なお、ゴム支承のみとした Case④では、Case①と同程度の下段支承反力が生じている。

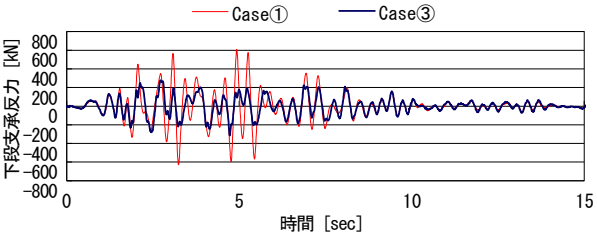


図 14　下段支承反力の時刻歴波形(Ⅱ-Ⅱ-2)

表 6　下段支承反力の最大応答値一覧

入力波形	下段支承反力　[kN]				Case①に対する各加振Caseの下段支承反力の比率 [%]			
	Case①	Case②	Case③	Case④				
	固定	ゴム支承＋200kN摩擦ダンパー	ゴム支承＋100kN摩擦ダンパー	ゴム支承のみ	①/①	②/①	③/①	④/①
Ⅰ-Ⅱ-2	851	540	382	598	100%	63%	45%	70%
Ⅱ-Ⅱ-2	629	453	316	566	100%	72%	50%	90%
Ⅰ-Ⅲ-3	692	504	363	664	100%	73%	52%	96%
Ⅱ-Ⅲ-3	697	484	390	759	100%	69%	56%	109%

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)が上段支承変位、図 15(b)が下段支承反力である。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)に等しいものとする。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 次曲線を描いていることから、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、下段支承反力の最大応答値は、入力波形にかかわらず、ダンパー反力を大きくすると Case④→③の範囲でいったん減少した後、Case③→①の範囲で増大している。すなわち、β=0.2～0.4 の範囲に下段支承反力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 4)、5)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。

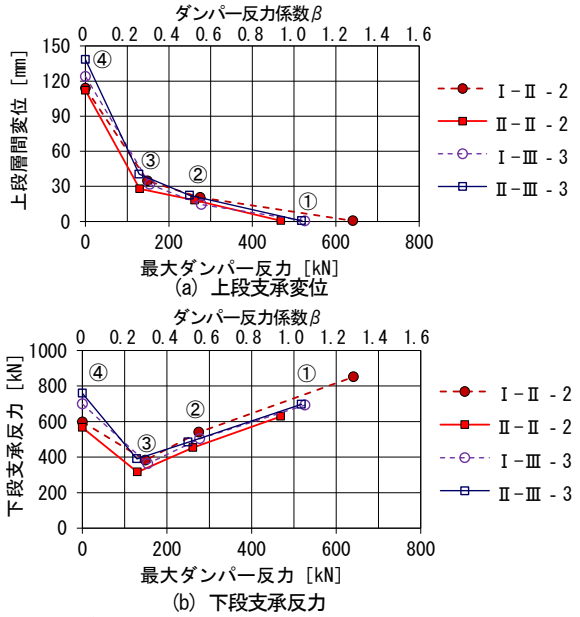


図 15　ダンパー反力を変化させた時の最大応答値の推移

4.3.4 上段層間変位の残留変位　各加振後の上段支承変位の残留変位一覧を表 7 に示す。表 7 より、残留変位は最大でも 5mm 程度と小さく、摩擦ダンパーをゴム支承と組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る。

表 6　上段支承変位の残留変位一覧

入力波形	上段支承変位の残留変位　[mm]			
	Case①	Case②	Case③	Case④
	固定	ゴム支承＋200kN摩擦ダンパー	ゴム支承＋100kN摩擦ダンパー	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ついて述べた。得られた知見を以下に示す。

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、補強前に比べて下段支承反力(下部工の層せん断力)が最大 50%程度低減した。

3)　非定常加振の結果、下段支承反力を最小とするダンパー反力の最適値が、β=0.2～0.4 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)　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

3)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V，2012.3

4)　武田篤史ほか：履歴型ダンパーを用いた橋梁の設計における減衰力の選定に関する解析的検討，土木学会構造工学論文集，Vol.60A，pp.349-359，2014.3

5)　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