

戦-32 制震機構を用いた橋梁の耐震設計法に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：運上茂樹、岡田太賀雄

【要旨】

既存橋脚の耐震補強等にダンパーを用いた制震構造により、耐震性能の向上を図る形式も用いられはじめている。しかしながら、ダンパーには各種形式があり、ダンパーの性能評価法や品質管理法及び動的解析に用いる際のモデル化については、個別に対応しているのが現状である。ダンパーの品質管理項目や性能評価項目について整理された統一的な実験検証方法が必要とされており、ダンパー本体や取り付け部材の設計法も含めたダンパーを用いた橋梁の耐震設計法が必要とされている。本年度は、制震ダンパーを設置した橋梁を用いた振動台実験により地震時挙動の検討及びシミュレーション解析により解析モデルに関する検討を行った。

キーワード：ダンパー、振動台実験、モデル化、シミュレーション解析

1. はじめに

近年、建築分野を中心に地震時の耐震性能を高める手法としてダンパー等を活用する制震構造が開発されてきているが、橋梁においても主として既設橋の耐震補強に対して採用される事例も出てきているところである¹⁾。ダンパーとしては様々な材料・構造を用いたタイプが開発され、個々の橋梁に応じて個別に検討、適用されている。例えば、アーチ橋やトラス橋等の特殊橋梁においては、ブレース材に鋼材の履歴減衰を見込むダンパーが設置され、応答値の低減を図っている。また、シリンダータイプのダンパーは粘性体等が充填され、一般的な桁橋等の桁端や支承部に設置され、桁の応答を低減させると共に慣性力を各下部構造に分担させている。

しかしながら、これらのダンパー個々の減衰特性はダンパー単体を用いた水平ジャッキによる正負交番載荷実験等により検討され、それに基づき設計モデルとして提案されているものの、こうした制震構造を用いた橋梁についてはシステムとしての検証や振動台を用いた動的挙動の検証及びそれらの実験結果を基に解析モデルの検証を行った例は少ない。

本課題の目的である制震構造を用いた橋梁の耐震設計法について提案するために、ダンパーを用いた橋梁の地震時挙動について検討することとし、シリンダータイプの摩擦履歴型の制震ダンパーを設置した橋梁模型を用いた振動台実験を実施し、地震時挙動について確認し、解析手法について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 ダンパーの減衰特性

本実験に使用した摩擦履歴型ダンパーの減衰特性を図-1に示す。低速度から大きな減衰力が生じ、速度が増加しても比例して減衰力は大きくなり頭打ちとなり、摩擦のような履歴特性を有するタイプのダンパーである。

減衰力は速度の0.1乗に比例すると提案され、ダンパー単体を用いた正負交番載荷試験の結果から得られた減衰力は式(1)で評価されている。なお、ストロークは±80mmである。ただし、特性試験として0.1m/sec以上の高速域の試験については試験装置の制約から実施していない。

$$F = Cv = 23.6v^{0.1} \quad (1)$$

ここで、

F : 減衰力(kN)

C : 減衰係数(kN/(m/sec))

v : 速度(m/sec)

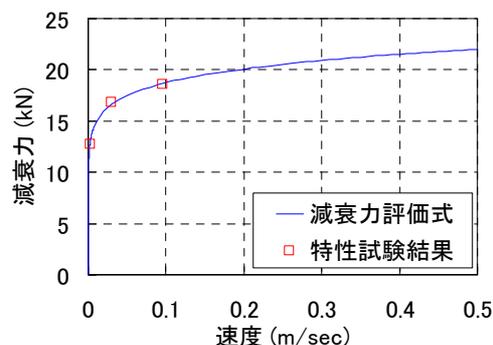


図-1 実験に用いたダンパーの減衰力の速度依存性
(ダンパー単体の正負交番載荷試験に基づくモデル)

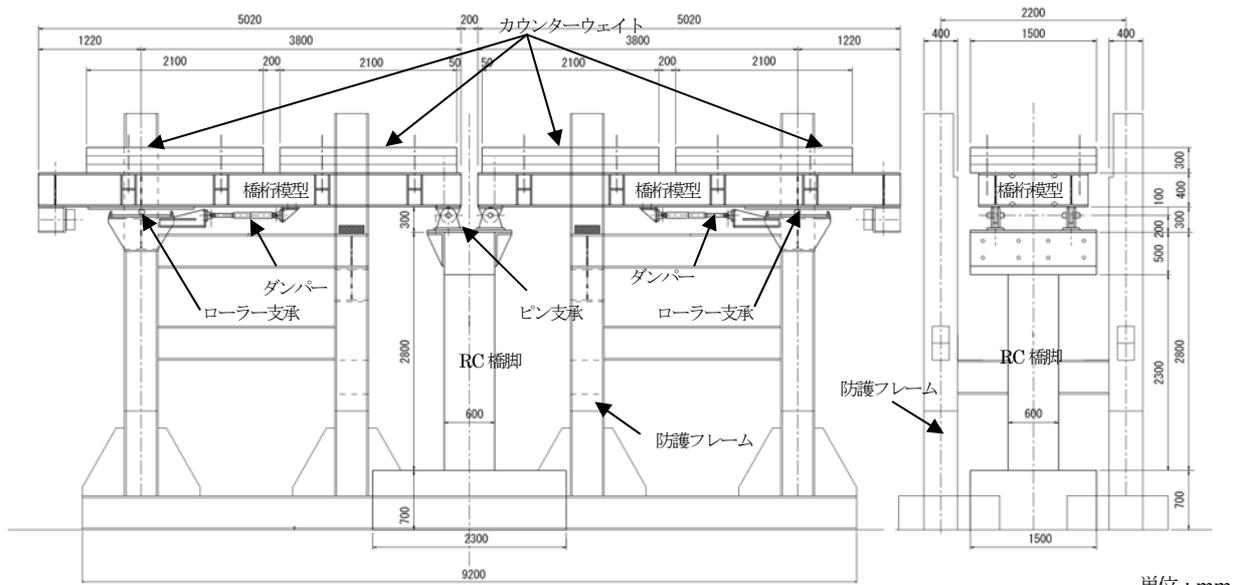


図-2 橋梁模型セッティング概要

単位：mm

2.2 実験供試体

実験模型橋の一般図及び全景を図-2及び図-3に示す。片側175kNを有する長さ5mの橋桁模型2つを鉄筋コンクリート橋脚模型天端に取り付けられたピン支承と防護用フレーム両端のローラー支承で支持する構造とした。橋脚模型が支持する鉛直荷重は全重量の1/2となるが、水平方向には橋桁模型全重量による慣性力が橋脚模型天端に取り付けられたピン支承を介して橋脚模型へと作用することとなる。また、両端のローラー支承付近の橋桁と防護用フレームの間に上記特性を有するダンパーを片側2本ずつ設置し、約80kN程度の減衰力が橋桁に作用するように設置した。なお、橋脚の慣性力作用高さであるピン支承回転中心位置と同じ高さになるように設置している。

橋脚模型の断面と配筋について図-4に示す。橋脚模型については、一般的な道路橋橋脚の1/4縮尺程度を想定し、断面形状と高さを600mm×600mm×2800mmとした。一般的な都市高架橋と同様に主鉄筋比を約1%程度とするため、SD295-D13鉄筋を28本配置した。また、帯鉄筋は、SD295-D6鉄筋を75mmピッチで配置し、中間帯鉄筋を1本配置した。これは実験に用いたダンパーのストロークが±80mmであることから、道路橋示方書V耐震設計編²⁾に基づき算出する終局変位が同程度となるように調整したものである。また、コンクリートの設計基準強度は27N/mm²とした。表-1に実験時の材料試験結果を示す。橋脚模型の慣性力作用位置（ピン支承回転位置）での材料試験結果を用いた水平力-変位関係を図-5に示す。上部構造重量350kN、橋脚梁部の重量11kN、橋脚脚部の重量20kNであることから、橋脚の降伏耐力比 P_y/W は $120/371=0.32$ となる。



図-3 振動台実験状況

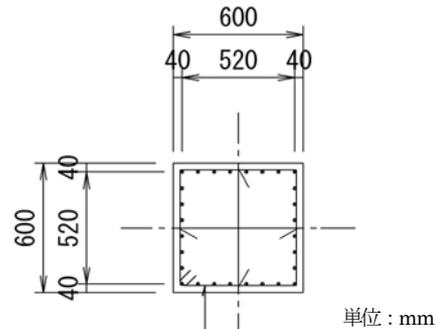


図-4 橋脚模型の断面と配筋

単位：mm

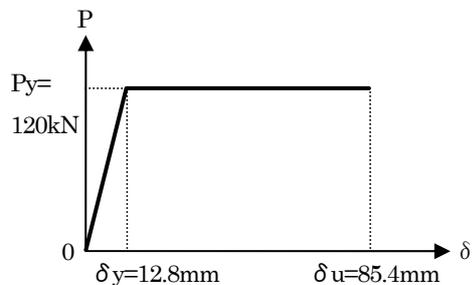


図-5 橋脚のP-δ関係

2.3 計測項目と入力地震動

ダンパーを設置した橋梁模型の地震時挙動を把握するために、橋桁の変位、橋桁・フーチングの加速度、各ダンパーに生じた荷重、橋脚基部の鉄筋ひずみについて計測した。

入力地震動については、1995年兵庫県南部地震の際にJR西日本鷹取駅構内地盤上において観測された強震記録(NS成分)の加速度振幅を調整した観測波を用いることとした。縮小模型であるため、時間軸については1/2とした図-6に示す加速度波形を用いた。また、加振方向については橋軸方向のみとし、橋軸直角方向及び鉛直方向には入力していない。

橋脚が弾性範囲から塑性範囲に入るように順に入力振幅を大きくし、振幅30%、50%、70%、100%、120%、-120%と入力した。なお、振幅100%の加振以降は軸方向鉄筋が降伏しており、橋脚が塑性化した際の挙動を確認することを目的とした加振である。また、振幅-120%の加振については、入力した地震動の特性上、片方の振幅の方に塑性化が進んだことから、逆位相の入力を行い、逆方向についても大きく塑性化させた際の挙動を確認することを目的とした加振である。

3. 実験結果

ケースで計測された橋桁・フーチングでの最大応答加速度、ダンパーに生じた最大減衰力(4本の総和)及び橋桁の最大応答変位・速度を表-2及び図-7に示す。なお、速度については応答変位の時刻歴の差分から算出したものである。また、橋脚が大きく塑性化したケースに対して、橋脚及びダンパーの履歴図を図-8に示す。橋脚の履歴図については、ローラー支承では水平力に抵抗しないものとし、橋桁質量に加速度を乗じて算出した慣性力から同時刻に生じたダンパーの減衰力を引いたものがピン支承を介して橋脚に全て作用するとして算出している。

ダンパーに生じる減衰力については、図-1に示すように小さい速度でも大きな減衰力を発揮できる特性を有することから、加振振幅が小さく速度があまり生じないケースでもほぼ想定通りの減衰力が生じている事が確認できる。

入力振幅が小さい場合は橋桁の応答加速度がフーチングの応答加速度に比べて増幅されているが、入力振幅を大きくするにつれてその差は小さくなり、振幅100%を入力したケースでは橋脚が塑性化したため増幅することなく同程度となり、これ以降の入力を大きくした加振では橋脚が塑性化しているため、橋桁の応答加速度はほぼ

表-1 実験時の材料特性

	圧縮強度(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)
コンクリート	34.2	26.1
	降伏強度(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)
軸方向鉄筋(D13)	350.6	188.1
帯鉄筋(D6)	345.1	193.8

表-2 各加振ケースでの最大応答値

加振振幅 [%]	加速度		ダンパー減衰力 [kN]	慣性力作用位置の変位 [mm]	慣性力作用位置の速度 [m/sec]
	フーチング [gal]	桁 [gal]			
30	165.8	273.8	61.4	2.1	0.07
50	287.3	347.9	68.1	4.5	0.12
70	387.2	426.1	74.3	9.5	0.18
100	570.0	569.9	77.5	28.9	0.30
120	724.9	612.6	87.8	67.8	0.47
-120	698.2	595.3	91.5	71.4	0.57

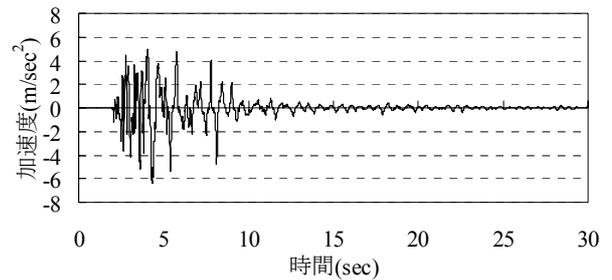
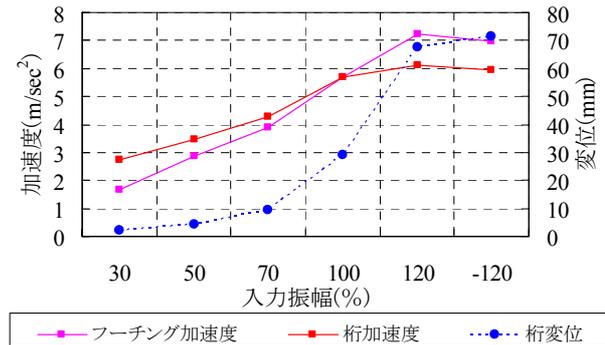
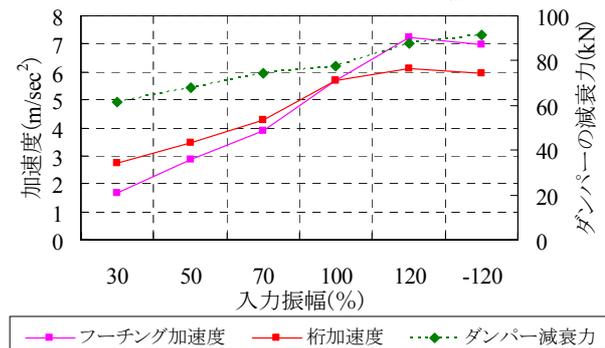


図-6 入力地震動 (振幅100%)



a) 最大応答加速度及び応答変位



b) 最大応答加速度及びダンパーの減衰力

図-7 各加振ケースでの最大応答値

一定である。

桁の応答変位については振幅30%、50%、70%の加振では弾性範囲であるため入力された加速度に応じて大きくなる。振幅100%以降の加振ではダンパーの減衰力は速

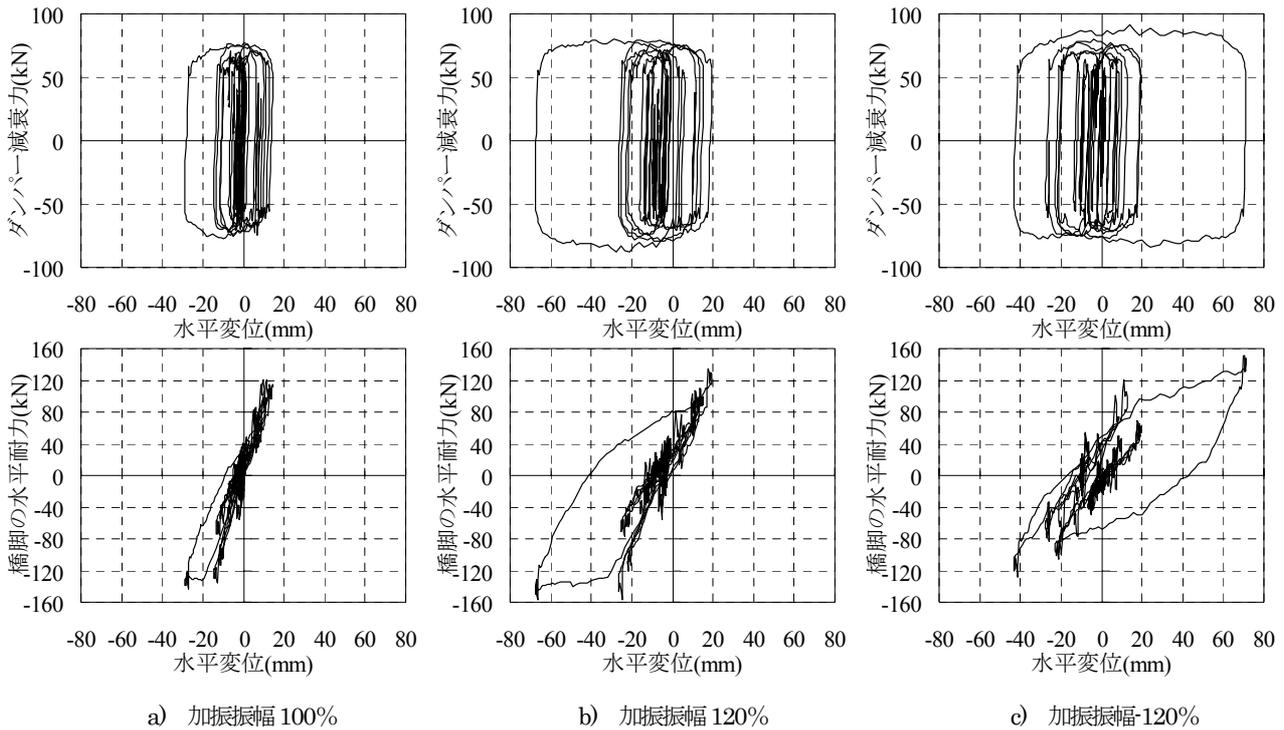


図-8 ダンパー及び橋脚の履歴図 (加振振幅 100%, 120%, -120%)

度が速くなったため頭打ちに近くなり、橋脚は塑性化したため耐力が頭打ちになることから大きく変位が増加する挙動を示している事がわかる。

以上の結果、制震ダンパーによる想定通りの減衰力が発揮され、制振効果が十分発揮されていることを確認するとともに、橋脚の塑性化が進展した場合についても同様に安定して減衰力を発揮していることを確認した。

4. シミュレーション解析

4.1 モデル化及び解析条件

解析モデルの概要を図-9に示す。橋脚躯体を線形の梁要素、橋脚基部を回転バネ要素で、上部構造はモデル化せず質点に集中させた。橋脚基部に用いた回転バネ要素は道路橋示方書V耐震設計編の参考資料に基づきP- δ 関係をM- θ 関係に置き換えたバイリニアモデルである。なお、復元力特性はTakedaモデルとし除荷時剛性低下指数 $\alpha=0.5$ とした。

4本のダンパーは固定点と上部構造をモデル化した質点との間に1つの要素に集約してモデル化した。減衰力については式(1)で評価される減衰力を速度依存型の減衰要素でモデル化したケースと振動台実験結果に基づく摩擦履歴型のバイリニアバネ要素でモデル化したケースの2ケース実施、モデル化の違いが及ぼす影響について検討した。バイリニアバネ要素でモデル化する場合に

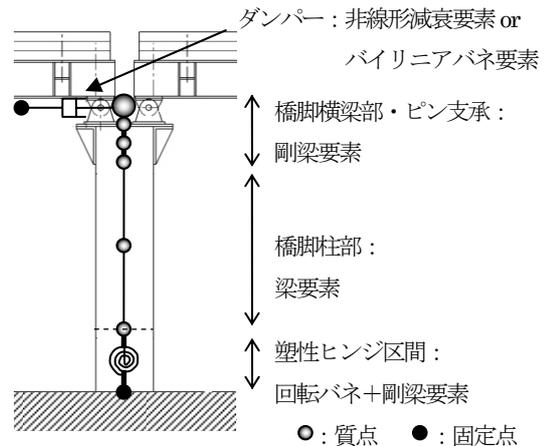


図-9 解析モデル

は、振動台実験結果に基づき $K_1=50,000\text{kN/m}$ とし、二次剛性についてはほとんどゼロに近い $K_2=K_1 \times 10^{-5} \text{kN/m}$ とした。最大減衰力については、加振振幅の大きさにより生じる速度が異なるため生じる最大減衰力についても差が生じているが、一連の実験で計測されたダンパーの最大減衰力は平均的に 75kN 程度であったため、これを最大減衰力として設定した。フーチングについてはモデル化せず、橋脚基部を固定とした。両端のローラー支承については転がり摩擦を無視できるものとした。またダンパーを取り付けている防護フレームについては剛と考えフーチングで観測された地震動が同様に生じて

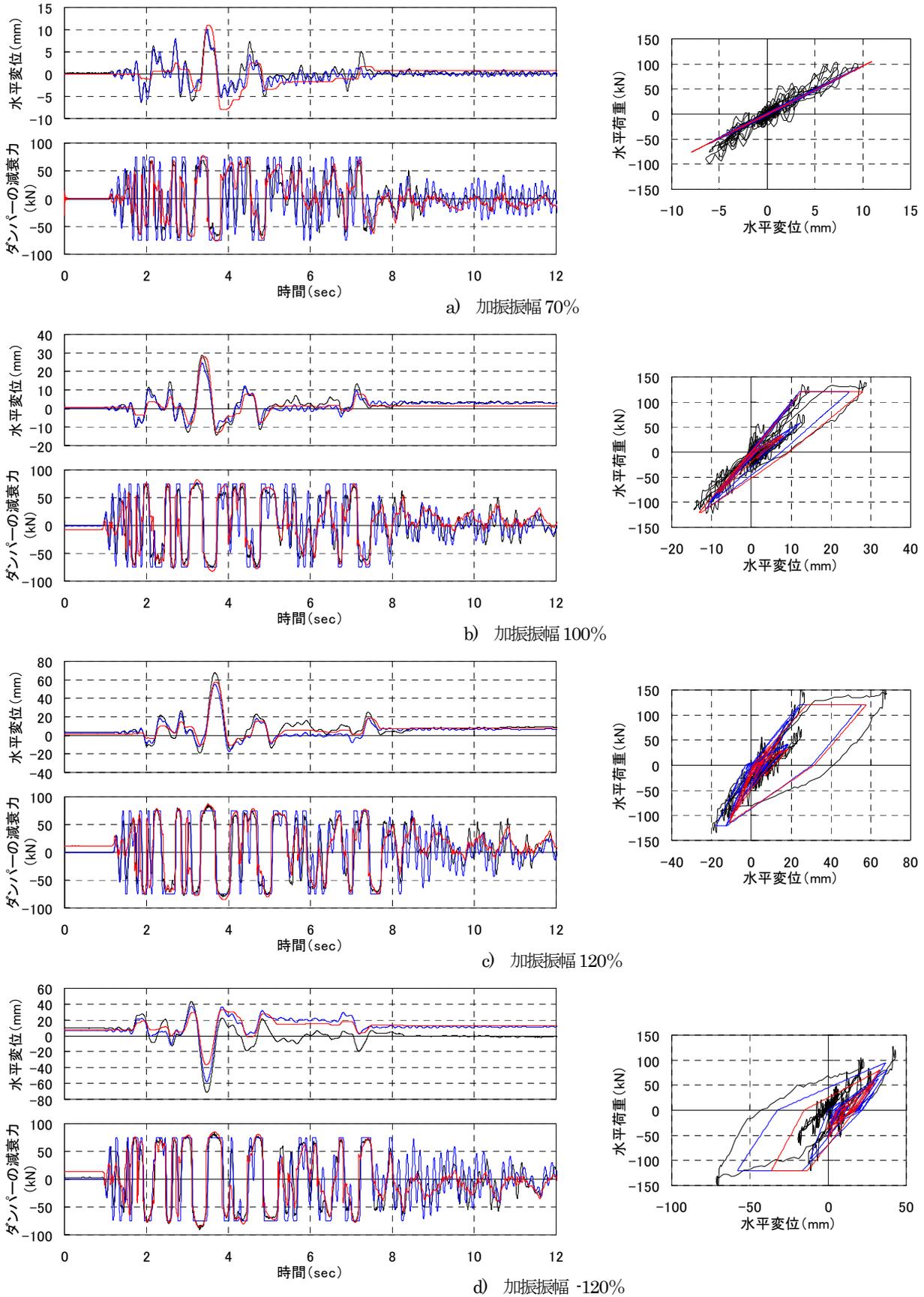


図-10 各ケースにおける上部構造の応答変位、ダンパーの減衰力の比較図、及び橋脚のP- δ 関係の比較図
 一：実験結果、—：解析（振動台実験結果に基づくバイリニアバネ要素）、- -：解析（減衰評価式に基づく速度依存型の減衰要素）

いるものとした。

橋脚に与えた減衰定数としては2%とし、ダンパー要素に対する減衰をゼロとするために、減衰マトリックスについてはダンパーを除く単柱橋脚のみの1次と2次の固有振動数で設定した要素別 Rayleigh 減衰によりモデル化した。

非線形時刻歴応答解析における数値積分法には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。積分時間間隔は1/500とした。実験と同じ条件を再現するために、フーチング部で計測された各加振ケースの加速度を連続して入力し解析を行った。

4.2 解析結果

図-10に橋脚降伏変位相当の応答が生じた振幅70%の加振以降のケースに関して、各加振ケースにおけるダンパーの減衰力と上部構造慣性力作用位置の応答変位時刻歴の実験結果と解析結果の主要動となる時間帯での比較、及び橋脚のP- δ 関係についての比較を示す。なお、橋脚の水平荷重Pについては橋脚基部の回転バネ要素に生じた曲げモーメントを作用高さで割ったもので算出している。

まず加振振幅70%での比較であるが、バネ要素を用いた方が応答変位については弾性範囲での小振幅での応答を再現できている。これは、バネ要素の方は振動台実験結果に基づく初期剛性を与えているのに対して、減衰要素の場合にはダンパー単体の正負交番載荷試験に基づき速度の0.1乗に比例するとして減衰力を与えているため、ダンパーの荷重-変位関係にすると、振動台実験結果よりも剛な剛性となっている事によるものと考えられる。実際には、ダンパー本体も剛性を有しており、小振幅の場合はダンパーの中に充填されている粘性体による変形量よりもダンパーの有する剛性に応じて変形する量が全体の変形量に占める割合が大きいことによるものと考えられる。ただし、バネ要素を用いた場合も減衰要素を用いた場合も概ね最大応答変位は再現できており、ダンパーの減衰力については減衰要素を用いた方が速度に応じた減衰力が生じるモデルであるため、より再現できていることがわかる。

次に加振振幅100%、120%での比較であるが、加振振幅70%での結果と同様の傾向であり、どちらのモデルについても実験結果よりも少し応答変位が生じていないものの、概ねその挙動を再現できている事がわかる。

加振振幅-120%での比較についても同様の傾向であるが、バネ要素を用いた場合よりも減衰要素を用いた方

が応答変位は小さくなっている。減衰要素を用いた場合のダンパーの時刻歴図によると、加振開始前の時間において減衰力が残留している。実挙動においてはダンパーに生じる速度に応じて減衰力が生じるものの、数値解析上の釣り合いにより減衰力が生じた状態で釣り合っているため、これが地震応答解析に影響を及ぼした可能性が考えられる。この点についてはより詳細な検討が必要であるが、このケースにおいても概ね地震時挙動については再現できていると考えられる。

5. まとめと今後の課題

ダンパーを用いた橋梁の地震時挙動について検討するため、シリンダータイプの摩擦履歴型の制震ダンパーを設置した橋梁模型を用いた振動台実験を実施し、地震時挙動について確認するとともに、一般的に用いられている骨組みモデルを用いた非線形動的解析によるシミュレーション解析を行いモデル化手法について検討を行った。ダンパーのモデルとして、減衰力を一定としたバイリニアバネ要素を用いた場合と評価式で表される減衰力を再現できる速度依存型の減衰要素を用いた場合の両方について解析を行った。その結果、どちらのモデルを用いても概ねその地震時挙動を再現できることがわかった。

今後は、設計実務において減衰力の評価としてのばらつき等をどう設定する必要があるのか、パラメトリックスタディにより、その設定手法の違いが及ぼす影響を把握し、検討する必要がある。また、その他のダンパーを用いた橋梁についても同様に振動台実験により地震時挙動の確認とモデル化の手法について検討を行う予定である。

参考文献

- 1) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集、2005.4
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.3

DEVELOPMENT OF SEISMIC DESIGN METHOD FOR BRIDGES USING STRUCTURAL RESPONSE CONTROL DEVICES

Abstract : Various kinds of dampers for seismic response control have been developed. However, there is not a unified seismic design method for bridges using structural response control devices. The objective of this study is to develop the seismic design method. In 2008FY, shake table tests of bridge model using viscoelastic dampers were performed to examine the dynamic responses. The nonlinear dynamic analyses were performed to simulate the seismic responses. The analytical simulation results showed that the seismic responses are evaluated well.

Key words : damper, shake table test, modeling method, analytical simulation