

シリンダー型の制震ダンパーを用いた橋梁の振動台実験

Shake table test and non-linear dynamic analysis for a bridge model using dampers

岡田太賀雄*, 運上茂樹**
Takao Okada, Shigeki Unjoh*修(工), 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)**工博, 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター
(〒305-8046 茨城県つくば市旭 1)

Various kinds of dampers for seismic response control of bridges have been developed. However, there is not unified seismic design method for bridges using structural response control devices. The objective of this paper is to examine the dynamic response of bridges using structural response control devices and to verify the mathematical model. Shake table tests of bridge model using bingham fluid dampers were performed to examine the dynamic responses. The nonlinear dynamic analyses using mathematical model of dampers obtained through cyclic loading tests were performed to simulate the seismic responses. The analytical simulation results showed that the seismic responses were simulated well.

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

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増え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, アーチ橋等の特殊橋梁においては, ガセット部に低降伏点鋼を用い, 鋼材をせん断変形させることにより履歴減衰を見込むダンパーを設置したり^{例えは2)}, ブレース材に低降伏点鋼を用い, 鋼材の軸降伏による履歴減衰を見込むダンパーを設置^{例えは3)}することで応答値の低減を図り, 耐震性能の向上に資することが解析的に検討されており, 実橋へも適用事例が増えつつある. また, 一般的な桁橋において, 河川橋などの施工上の制約が厳しく従来の橋脚への鋼板巻立て工法等の耐震補強法が適用できないような場合に, 粘性体等が充填されたダンパーや, 鋼材のせん断降伏による履歴減衰を見込むダンパーが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, 橋の耐震性能を向

上させている.

一方, 道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾では, 免震橋以外の構造又は装置を用いて地震の影響の低減を期待する場合には, 1)簡単な機構で力学的な挙動が明確な範囲で使用すること, 2)レベル2地震動による作用に対して安定して機能を発揮すること, 3)動的解析を用いて橋全体としての振動特性を評価して耐震性能の照査を行うこと, という条件を満足しなければならないことが解説されている.

上記1)および2)については, ダンパー個々の減衰特性として, ダンパー単体を用いた水平ジャッキによる強制変位を与える正負交番載荷実験等に基づき検討がなされており^{例えは5)~8)}設計モデルが提案されている. しかしながら, こうした制震構造を用いた橋梁については, 上記3)に示す橋梁システムとして橋脚も含めた橋全体系の地震時挙動について振動台実験等により検証した例は少ない. 一般的な桁橋での上部構造に粘性体等が充填されたシリンダー型のダンパーを設置した状況を模擬した振動台実験⁹⁾, 上路アーチを模擬したトラス構造においてブレース材にダンパーを設置した振動台実験¹⁰⁾, あるいは, 鉄道高架橋の架構構造にブレース材とダンパーを設置した

置した。ダンパー1基あたりの減衰特性を図-3に示す。充填材としてビンガム塑性流体を用いている。ビンガム塑性流体はある一定の荷重が生じないと流動し始めない特徴を有する。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らないダンパーである。

一般に、粘性体を充填したシリンダー型のダンパーについて減衰力は式(1)に示すように減衰係数 C と速度のべき乗 α で評価される。本文では同様にビンガム塑性流体についてもこのような式で評価できると仮定しモデル化した。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)で評価される。

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

ここで、

- F : 減衰力(kN)
- C : 減衰係数
- v : 速度(m/sec)
- α : 速度依存性を考慮する係数

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ため、高速域での実験データを追加し評価式の精度の検証を行う必要がある。また、最大ストロークは±80mmである。

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。なお、相似則としては加速度の相似率を1、実物と同じ材質の鋼材・コンクリートを使うため、応力度の相似率を1とした。長さの相似率を1/4としているため、時間の相似率は1/2となる。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最大ストロークが±80mmであるため、道路橋示方書V耐震設計編に基づいて算出した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。図-5に橋脚模型の慣性力作用位置（ピン支承回転位置）での水平力-変位関係を示す。なお、表-1に示す実験時の材料試験結果から得られた特性を用いている。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。

2.2 計測項目と入力地震動

ダンパーにより変位を制御された橋梁模型の地震時挙動を把握するために、慣性力作用位置での変位、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

表-1 実験時の材料特性

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

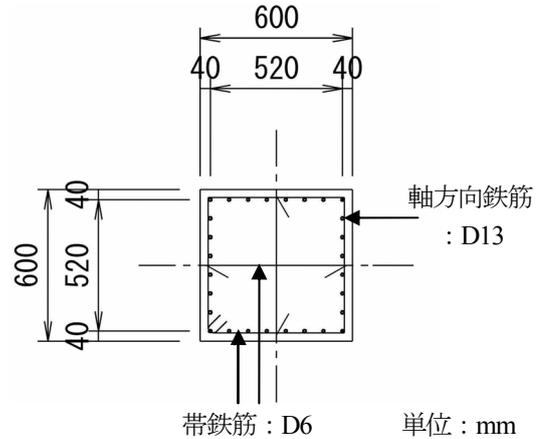


図-4 橋脚模型の断面と配筋

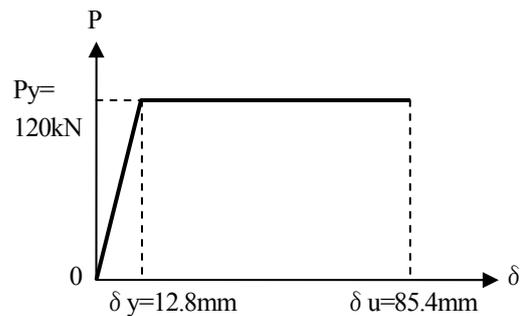


図-5 橋脚のP-δ関係

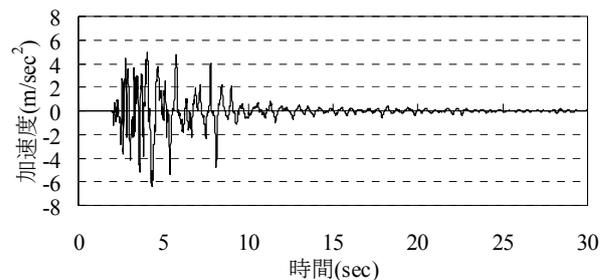


図-6 入力地震動（振幅100%）

部の鉄筋ひずみについて計測した。慣性力作用位置での変位については、桁-防護フレーム間をレーザー変位計により計測した。各ダンパーに生じた荷重については、実験前に荷重と歪み関係を把握した歪みゲージをロッドに取り付けることにより計測することとした。なお、時間刻みは200Hzで計測を行った。

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

表-2 各加振ケースでの最大応答値

加振 振幅	加速度		慣性力作用 位置の変位	慣性力作用 位置の速度	ダンパー の減衰力 ①計測値	ダンパー の減衰力 ②評価式	①/②
	フーチング	橋桁					
[%]	[gal]	[gal]	[mm]	[m/sec]	[kN]	[kN]	
30	165.8	273.8	2.1	0.07	61.4	72.7	85%
50	287.3	347.9	4.5	0.12	68.1	76.7	89%
70	387.2	426.1	9.5	0.18	74.3	79.6	93%
100	570.0	569.9	28.9	0.30	77.5	83.7	93%
120	724.9	612.6	67.8	0.47	87.8	87.5	100%
-120	698.2	595.3	71.4	0.57	91.5	89.2	103%

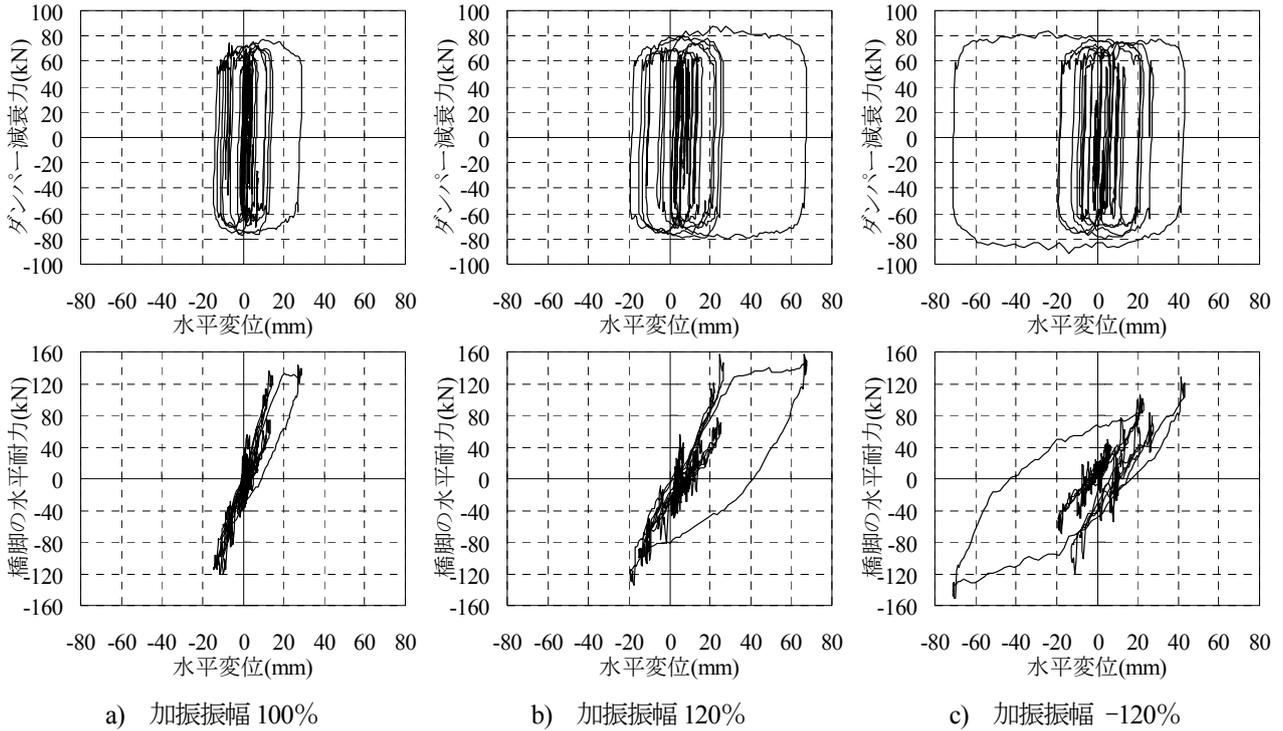


図-7 ダンパー及び橋脚の履歴図 (加振振幅 100%, 120%, -120%)

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、橋軸直角方向およ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%の加振の場合に橋脚基部の鉄筋ひずみが 2170μ となり、軸方向鉄筋の降伏ひずみ 1864μ を超え塑性化している。振幅 100%の加振以降は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、片方の振幅の方に橋脚の塑性化が進展したことから、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場合の挙動を確認することを目的とした加振である。

3. 実験結果およびダンパーの減衰力

各加振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4基に生じた最大減衰力の総和および橋桁の最大応答変位、変位時刻歴の差分から算出した最大応答速度、その速度に応じて式(1)に基づき算出されるダンパー4基の最大減衰力の総和とその実測値との割合を表-2に示す。また、橋脚が塑性化した振幅100%, 120%, -120%における橋脚およびダンパーの履歴図を図-7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。

前述したように振幅100%の加振の際に橋脚基部の鉄筋歪みが塑性化した。これは、橋脚の応答変位が降伏変

位 $\delta y=12.8\text{mm}$ 以上となり、また、橋桁の応答加速度が600gal程度で頭打ちとなっていることから橋脚が塑性化していることが確認できる。振幅100%以降の加振では橋脚が塑性化するとともに、ダンパーの減衰力の特性が頭打ちに近くなっている速度にまで達している。そのため、次の加振である振幅120%の加振では橋脚の塑性化が大きく進展する結果となっている。最後の加振である逆位相で加振した結果では、同振幅の加振であるものの、橋脚の塑性化が進展し剛性が低下したため、逆方向により大きく塑性化が進展していることがわかる。

ダンパーに生じる減衰力については、図-3 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、加振振幅が小さいケースでも大きな減衰力が生じていることが確認できる。また、変位が反転する際には速度が低下し減衰力が低下するため、太鼓型の履歴図となっているのが確認できる。また、表-2 に示すように式(1)から算出したダンパーの減衰力と比較すると、速度があまり生じていない場合には、減衰力評価式より10%程度小さい減衰力となっており、加振振幅が大きくなるにつれ減衰力評価式と同等の減衰力が生じているのがわかる。計測した応答変位には、ダンパー取付具のわずかな隙間や計測ノイズの影響が含まれていると考えられ、加振振幅が小さい場合は、応答変位が小さいため、ダンパーに実際に生じた応答変位と慣性力作用位置での橋脚の変位との誤差の占める割合が大きくなると考えられる。速度については変位時刻歴の差分から算出したため、加振振幅が小さい場合は、実際にダンパーに生じた速度よりも大きく算出されている可能性が考えられる。

以上の結果より、正負交番載荷試験の結果に基づくダンパーの速度依存性により表される減衰力と同等の減衰力が振動台実験においても発揮されており、制振効果が発揮されていることを確認できる。また、桁端部に設置した制震ダンパーは、RC 橋脚の塑性化の有無に関わらず安定して減衰力を発揮していることが確認できる。

4. シミュレーション解析

4.1 モデル化および解析条件

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10秒間の間隔において連続して入力し解析を行った。なお、動的解析ソフトはDYNA2Eを用いた。

解析モデルの概要を図-8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全質量を一つの質点としてモデル化した。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

表-3 固有値解析結果

モード	固有振動数 (Hz)	モード減衰	有効質量比
1次	2.56	0.02	97%
2次	126.01	0.02	1%

表-4 解析結果と実験結果の最大応答変位の比較

振幅	実験結果 (mm)	上段：解析結果(mm)			
		下段：実験結果に対する割合			
		バイリニアバネ要素			減衰要素
70kN	75kN	80kN			
70%	9.5	11.5	10.1	8.8	11.4
		121%	106%	93%	120%
100%	28.9	26.2	24.4	23.3	29.8
		91%	84%	81%	103%
120%	67.8	62.8	54.5	48.2	63.5
		93%	80%	71%	94%
-120%	71.4	64.4	56.3	48.6	39.7
		90%	79%	68%	56%

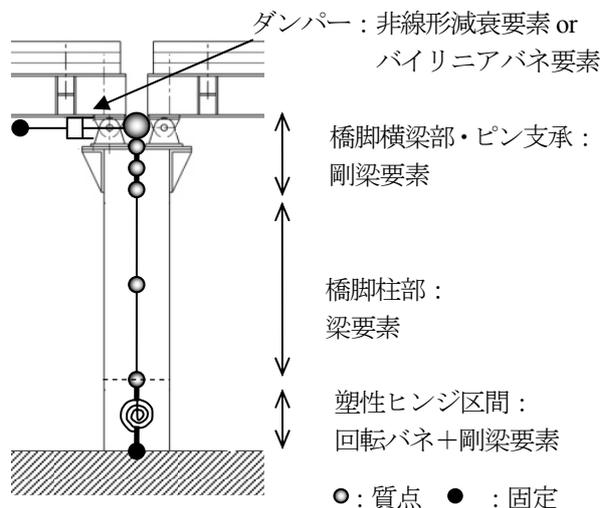


図-8 解析モデル

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り、復元力特性として一般的なRC橋脚の解析モデルとして用いられているTakedaモデル¹²⁾とした。また、除荷時剛性低下指数 α については0.5とした。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十分剛として固定点としフーチングで観測された地震動が同様に生じているものとした。

4基のダンパーは、固定点とした防護フレーム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、速度のべき乗で減衰力を与えることが可能な非線形減衰要素を用いて、式(1)で評価される減衰力を直接考慮できるようにしたケースと、ダンパーの履歴が摩擦のような履歴を描くため、簡便な

モデルとして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ケース実施し、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は、図-7に示す実験結果に基づきダンパーの履歴図から $K_1=50,000\text{kN/m}$ とし、二次剛性 K_2 についてはほぼゼロとなるように $K_2=K_1 \times 10^{-5} \text{ kN/m}$ 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、一連の実験について実験と同じ条件として連続した解析を実施するため、減衰力として一定の値を用いることとした。ここでは3種類の最大減衰力を設定し、速度 0.05m/sec 、 0.1m/sec 、 0.2m/sec での減衰力となる 70kN 、 75kN 、 80kN で一定となる解析を行い、バイリニアバネ要素を用いる場合の最大減衰力の設定についても検討を行うこととした。

表-3に固有値解析の結果を示す。橋脚部材に与えた減衰定数は一般に用いられている2%とした⁴⁾。なお、ダンパーを除く単柱橋脚のみで固有値解析を行っている。減衰マトリクスについては要素別に与えた。これは、ダンパー要素に対する減衰をゼロとするためである。橋脚にはダンパーを除くモデルによる固有値解析の結果を踏まえ、卓越している1次モードの剛性比例減衰により作成した減衰マトリクスを与えた。

4.2 解析結果および考察

まず、バイリニアバネ要素を用いた解析結果と実験結果を比較する。図-9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上部構造慣性力作用位置と応答変位とダンパーの減衰力の時刻歴、および、橋脚のP- δ 関係についての実験結果と解析結果の主要動となる時間帯での比較を示す。なお、橋脚の水平力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。また、表-4に各ケースでの実験結果と解析結果の最大応答値の比較を示す。なお、後述する非線形減衰要素を用いた場合の結果についても示している。

振幅70%の加振では、最大減衰力 70kN としたモデルでは実験結果よりも20%程度大きな応答変位が算出される結果となったが、概ねどのモデルでも応答変位を再現できていると考えられる。また、時刻歴図から橋脚の弾性範囲での小振幅での応答をよく再現できている事がわかる。振幅100%の加振では、いずれのモデルも実験結果よりも小さく応答変位が算出されており、最大減衰力 70kN としたモデルが一番実験結果に近い結果となった。ただし、 80kN と設定した場合でも差は20%程度であり、概ね再現できていると考えられる。

振幅120%、-120%の加振については、振幅100%での結果と同様にいずれのモデルも実験結果よりも小さく応

答変位が算出されており、最大減衰力 70kN としたモデルが一番実験結果に近い結果となり、 80kN と設定した場合は大きく差が生じている。橋脚が塑性化し、大きく変位が生じる際には速度が生じ減衰力も大きくなり、解析で設定した減衰力よりも大きな減衰力がダンパーにより生じているが、時刻歴から動き出す減衰力は 70kN よりも小さいことがわかる。減衰力一定のバイリニアモデルでは、振動時の速度を踏まえた減衰力に近い設定をすると、実挙動に対してより大きく抵抗力を見込む事となるため、応答を抑制する効果が大きくなり、動き出す際の減衰力に近い方が、実験結果をより再現できる結果になったものと考えられる。また、本実験では上部構造慣性力に対して橋脚の降伏耐力 120kN およびダンパーによる60~ 80kN 程度の減衰力で抵抗する構造となるため、比較的ダンパーで分担する荷重が大きい構造系となる。そのため、橋脚が大きく塑性化する加振については、解析でのダンパーの減衰力の設定により橋脚の応答変位に及ぼす影響も相対的に大きくなったものと考えられる。

次に式(1)の減衰力を考慮した非線形減衰要素での解析結果と実験結果の比較について同様に図-10に示す。なお、比較しやすいように最大減衰力を 70kN としたバイリニアバネ要素での解析結果もあわせて示している。振幅70%の加振結果についてであるが、バネ要素を用いた場合と比べて、最大応答変位は概ね再現できているものの、橋脚の弾性範囲の小振幅での応答を再現できていない事がわかる。また、ダンパーの減衰力については速度に応じた減衰力が生じるモデルであるため、減衰力一定としたバネ要素を用いた場合よりも、減衰要素を用いた方がより細かい時刻歴の変化を再現できていることがわかる。本解析モデルでは、防護フレームについては十分剛として固定点とし、固定点と上部構造の質点間に、式(1)に基づく減衰特性を有する減衰要素のみでモデル化した。橋脚の応答変位については防護フレームと桁との相対変位をレーザー変位計で計測しており、ダンパー本体の有する剛性や防護フレームの剛性およびダンパーの粘弾性体が剛性を有しそれに応じて変形しているものも含んでいると考えられる。バイリニアバネ要素では振動台実験結果に基づきダンパーの履歴図から初期剛性を与えているため、それらが考慮されているのに対して、減衰要素を用いた解析の場合にはそれらが考慮できない。また、速度の0.1乗に比例する減衰力のため、ダンパーの荷重-変位関係に置き換えると、振動台実験結果で計測されたダンパーの荷重-変位関係よりも初期剛性が剛となる解析モデルである。ダンパーに生じる荷重が小さく振幅が小さい場合には、これらの影響が相対的に小さくなるため、細かい橋脚の振動を再現できていないものと考えられる。

振幅100%、120%の加振については、振幅70%での結果と同様の傾向であり、細かい橋脚の振動については再現できていないものの、概ね最大応答変位について、ま

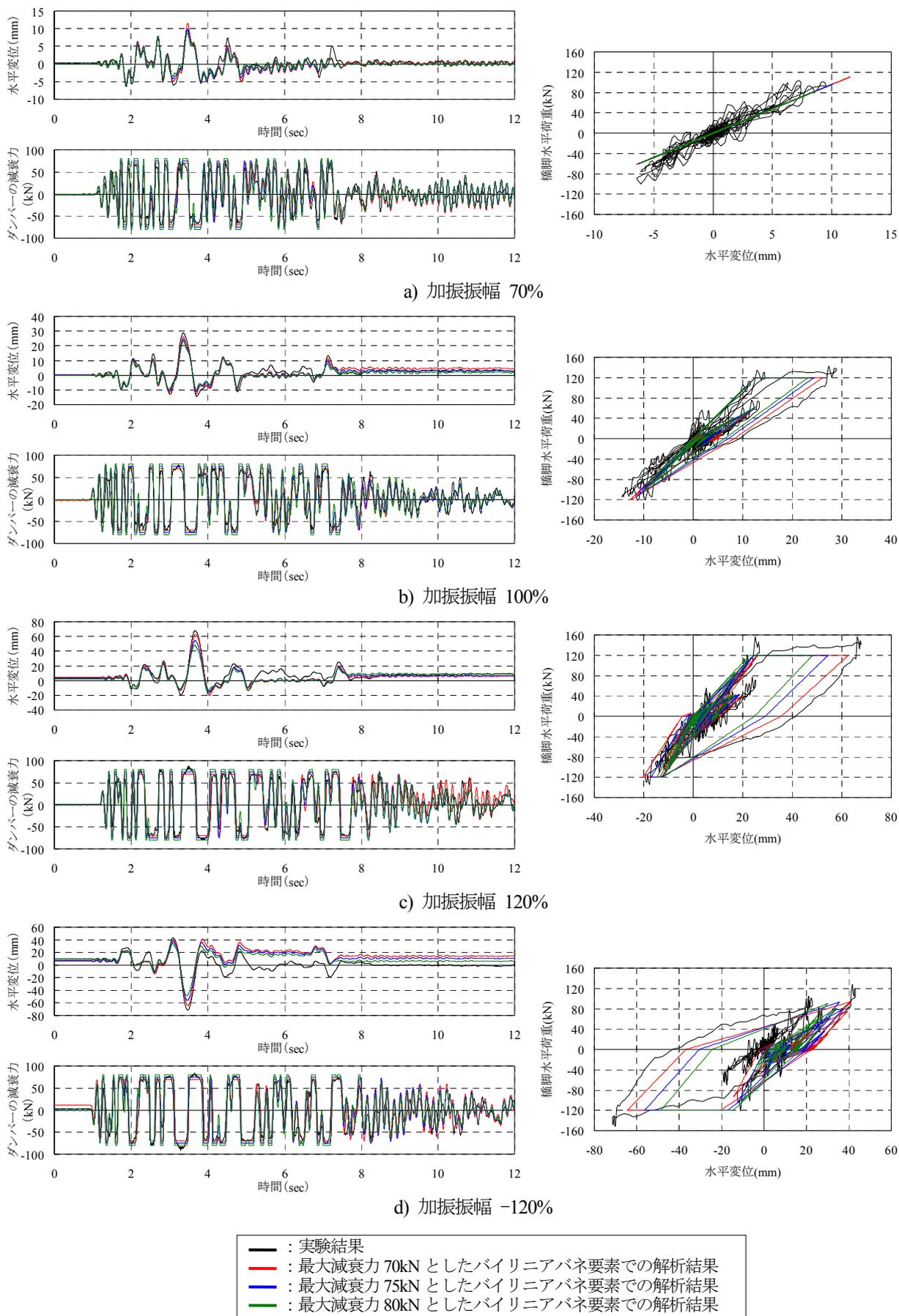


図-9 各加振ケースにおける上部構造慣性力作用位置の応答変位とダンパーの減衰力の時刻歴、および、橋脚の P- δ 関係についての実験結果と解析結果の比較

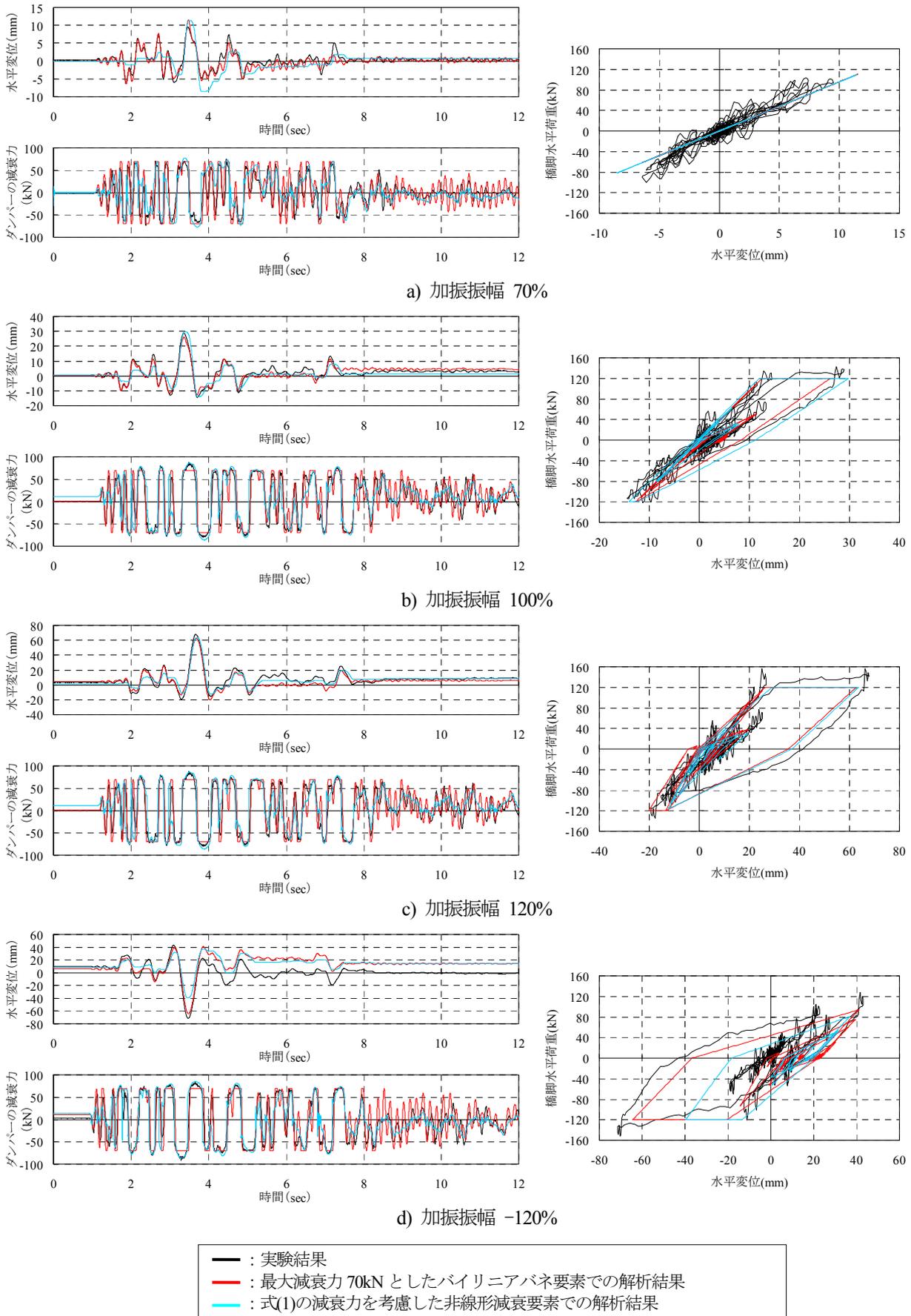


図-10 各加振ケースにおける上部構造慣性力作用位置の応答変位とダンパーの減衰力の時刻歴，および，橋脚の P- δ 関係についての実験結果と解析結果の比較

た減衰力については再現できている事がわかる。

しかしながら、振幅-120%の加振については、ダンパーの減衰力は再現できているものの、最大応答変位については、実験結果と比べて56%程度の結果であり大きな差が生じている。振幅120%の加振により、実験ではマイナス側に降伏変位を超える20mm程度の応答変位が生じているものの、解析では再現できず、振幅-120%の加振での最大応答変位を与える時刻で初めてマイナス側に降伏変位を大きく超える結果となっている。そのため、解析では除荷時の剛性が実験結果よりも高くなってしまい、あまり応答変位が生じなかったものと考えられる。入力した地震動はレベル2タイプII相当の地震動であり、繰り返し回数は少ないものの強い強度を有し一方に方向に応答が大きくなる特徴を有する地震動である。そのため、同じ方向に加振を行った振幅120%までの加振では最大応答変位が同方向に生じているため、概ね最大応答変位は再現できているものの、逆側の最大応答変位は差が生じておりあまり塑性化していない解析結果となった。振幅120%までの加振において、逆側の最大応答変位が再現できず、解析では実験結果と異なり、振幅-120%での加振によりはじめて逆側に降伏変位を大きく超える挙動となったため、実験結果と差が生じたものと考えられる。

以上の結果より、バイリニアバネ要素を用いた場合も、減衰要素を用いた場合も、概ね実験結果を再現できることがわかった。ただし、バイリニアバネ要素の場合には橋脚の塑性化の程度が大きい場合には、最大減衰力の設定によっては応答変位が小さく算出されるため、動き出す速度に近い減衰力を設定する必要があること、また、減衰要素の場合には地震動の特性によって橋脚の塑性化の程度が再現できず最大応答変位が小さく算出される場合があることがわかった。

5. まとめ

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により変位を拘束された橋梁模型を用いた振動台実験を実施し、橋脚が弾性範囲だけではなく塑性化した場合における地震時挙動について考察するとともに、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、ダンパーのモデル化について検討を行った。本検討により得られた結論は以下の通りである。

- 1) 正負交番荷重実験結果に基づくダンパーの減衰力の評価式と同等の減衰力が振動台実験においても発揮されており、ダンパーによる制振効果が発揮されていることが確認できた。また、桁端部に設置した制震ダンパーは、RC橋脚の塑性化の有無に関わらず安定して減衰力を発揮していることが確認で

きた。

- 2) ダンパーを最大減衰力一定としたバイリニアバネ要素および減衰力の速度依存性を考慮した非線形減衰要素によりモデル化しシミュレーション解析を行った結果、概ねどちらのモデルを用いた場合でも最大応答変位について再現できることがわかった。ただし、バイリニアバネ要素の場合には橋脚の塑性化の程度が大きい場合には、最大減衰力の設定によっては応答変位が小さく算出されるため、動き出す速度に近い減衰力を設定する必要があること、また、減衰要素の場合には地震動の特性によって橋脚の塑性化の程度が再現できず最大応答変位が小さく算出される場合があることがわかった。

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.
- 2) 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および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集 No.731/I-63, pp31-49, 2003.
- 3) 宇佐美勉, GE H, 日沖堅治, LU Z, 河野豪：制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上—橋軸直角方向地震動に対する検討—, 土木学会論文集 No.766/I-68, pp245-261, 2004.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.
- 5) 小池洋平, 谷中聡久, 宇佐美勉, 葛漢彬, 尾下里治, 佐合大, 鶴野禎史：高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.54A, pp372-381, 2008.
- 6) 劉陽, 青木徹彦, 高久達将, 福本誘士：低降伏点鋼せん断パネルダンパーの繰返し載荷実験, 構造工学論文集 Vol.53A, pp560-567, 2007.
- 7) 姫野岳彦, 濱田由記, 吉田雅彦, 比志島康久：内部調圧機構を有する粘性ダンパーの性能検証実験, 土木学会地震工学論文集 Vol.29, pp.1238-1243, 2007.
- 8) 渡辺厚, 野呂直以：鋼製U型ダンパーの性能確認試験, 第10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.139-146, 2007.
- 9) 岡田太賀雄, 運上茂樹：すべり支承とダンパーを用いた橋梁模型の振動台実験及び解析的検討, 第11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.65-70, 2008.
- 10) 森下邦宏, 井上幸一, 川島一彦, 阿比留久徳, 平井潤, 本田誠：ダンパーブレースを組み込んだ上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験, 土木学会論文集 No.766/I-68, pp.277-290, 2004.

- 11)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.
- 12)Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N,M : Reinforced

Concrete Response to Simulated Earthquakes, journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.

(2009年9月24日受付)