

慣性質量ダンパーを用いた同調型橋梁制震機構の開発

吉武謙二*1 林大輔*1 滝本和志*1 磯田和彦*1 丹博美*1 蔵治賢太郎*2 和田新*2 右高裕二*2

*1 清水建設株式会社 *2 首都高速道路株式会社

1. はじめに

本研究の目的は、建築用途で実績のある慣性質量ダンパー¹⁾を用いて、従来と比較して大きな応答低減効果を有する橋梁を対象とした同調型制震機構を構築することである。慣性質量ダンパーは図1のように橋桁と橋脚間に設置する。本制震機構は、①地震入力エネルギーを慣性質量ダンパーの錘の回転エネルギーに変換して蓄え、ばねを直列することで揺れが小さくなるように時間をずらして放出する。②橋梁の固有周期に同調することで支承変位より慣性質量ダンパーや減衰装置の変位が大きくなりエネルギー吸収効率を増大させる。という特長を有する。本特長により従来では不可能だった地震時における上部構造の移動量抑制と橋脚・基礎部の応力低減を両立が可能となる。既存橋梁に本機構を付与することで橋脚周辺の規制や掘削など非常に大がかりとなる基礎部の耐震補強工事を行うことなく橋梁の耐震性能を向上できる。また、慣性質量ダンパーは静的剛性を持たないため、上部構造の温度変化による伸縮には、ほとんど反力を生じずに追従することができる。

本報では、タイプⅠ、タイプⅡ地震動を用いて同調型制震機構の諸元を時刻歴応答解析により検討し、①最大支承変位を約3割、橋脚基部の最大塑性変形を約5割以上、同時に低減できることを確認した。さらに、橋梁向けの高速度・大ストロークに対応した慣性質量ダンパーを試作し、動的試験を実施し、②所定の等価慣性質量・等価減衰係数を有する慣性質量ダンパーが製作できること、③慣性質量ダンパーの動的挙動を解析モデルで適切に評価できること、を確認した。

2. 慣性質量ダンパーのメカニズム

慣性質量ダンパーのメカニズムを図2に示す。図の左端に軸受けを配しボールナットを回転自在で軸方向(変位 x 方向)に変位拘束し、右端においてボールねじの回転を拘束し軸方向変位自在とする。回転錘(比重 ρ 、外径 D_1 、内径 D_2 、長さ L の円筒断面)はボールナットと一体化している。ボールねじの軸方向変位 x によって、回転慣性モーメント I_θ をもつ錘を θ 回転させたときの軸方向力(反力)を F とする。ボールねじのリード L_d (ねじ山ピッチ)、回転錘の質量 m とすると、軸方向加速度 \ddot{x} により回転錘に作用するトルク T は、

$$T = I_\theta \ddot{\theta} = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right) I_\theta \ddot{x} = \frac{\pi}{4L_d} (D_1^2 + D_2^2) m \ddot{x} \quad \text{式(1)}$$

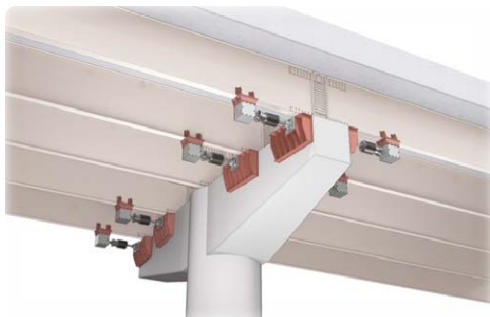


図1 慣性質量ダンパー設置イメージ

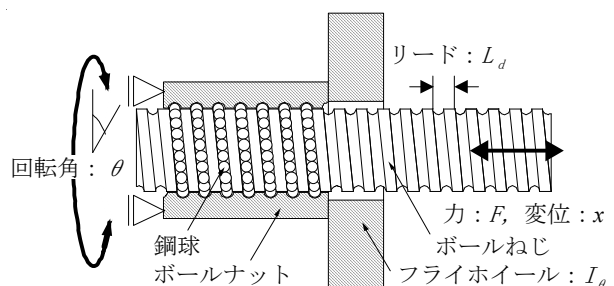


図2 慣性質量ダンパー

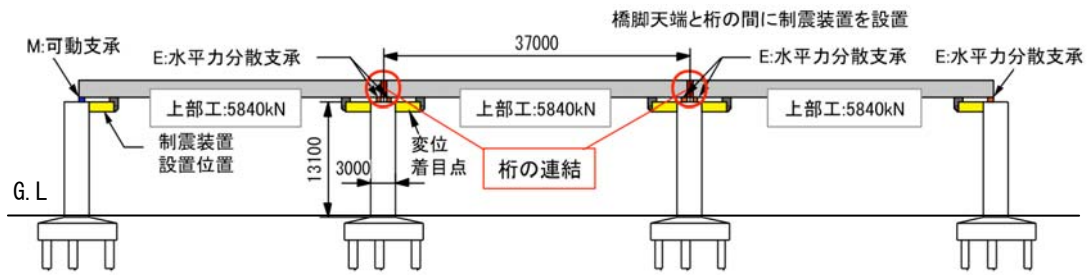


図3 検討対象橋梁

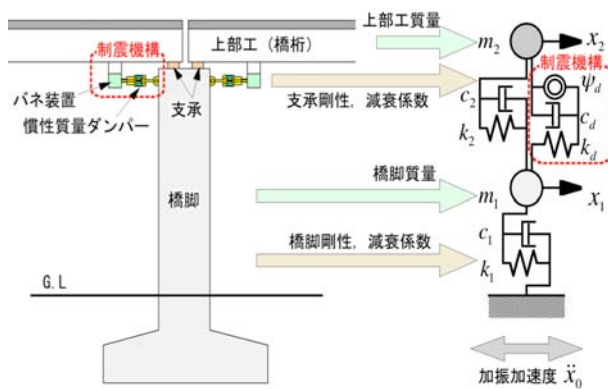


図4 解析モデル

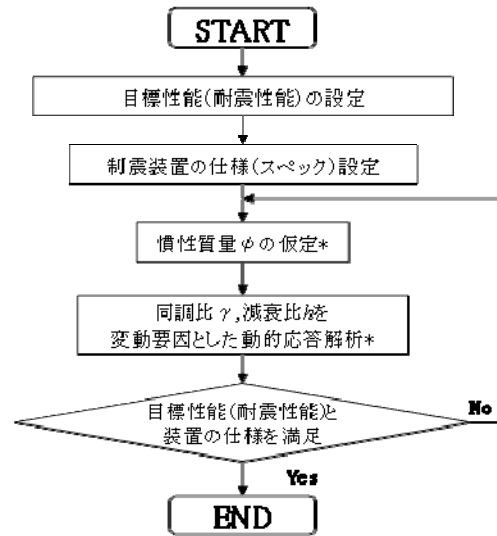


図5 設計フロー

トルク T をボールねじ機構によって軸方向力 F に変換すると、

$$F = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right) T = \frac{\pi^2 (D_1^2 + D_2^2)}{2L_d^2} m\ddot{x} = \psi\ddot{x} \quad \text{式(2)}$$

上記 ψ が軸方向 (x 方向) の慣性質量に相当し、軸方向力 (反力) F は相対加速度 \ddot{x} に比例するものとなり、フライホイールの形状寸法やリード、錘質量を選定することにより、錘質量 m の数百～数千倍の慣性質量 ψ を得ることが可能となる。

3. 数値解析による免震効果の検証

(1) 対象構造

対象橋梁は、図3に示す単純桁 (5主I桁) を連結して3径間連続化した橋梁であり、左端以外の支承は全て水平力分散支承に交換されている。各径間長は37m、上部構造質量は1径間当たり5,840kN、橋脚断面は直径3.0mの円形断面、橋脚高さは13.1m、橋軸方向1次固有周期は0.92秒である。橋脚は鋼板巻き立て工法により補強されている。

(2) 検討概要

慣性質量ダンパーと減衰要素を並列に設置し、線形ばね要素を直列に並べた機構 (図4) を一つの制震システムとして対象構造に適用する。本検討では、図5に示す設計フローに沿って、慣性質量 ψ を設定し、地震応答解析によるパラメトリックスタディを実施し、対象構造に最適な制震装置の同調比 γ 、減衰比 h を決定した。これらの諸元を用いて橋脚を非線形モデルで解析して応答低減効果を確認した。

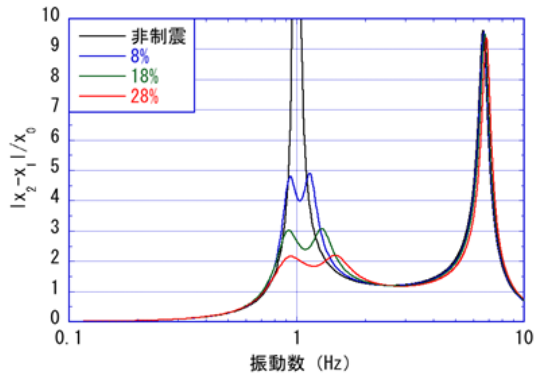


図6 支承変位の伝達関数の一例

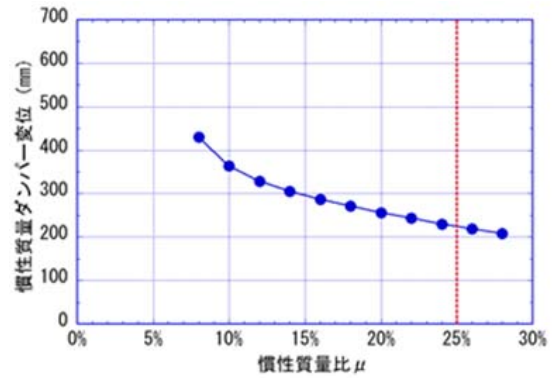


図7 慣性質量ダンパーの変位

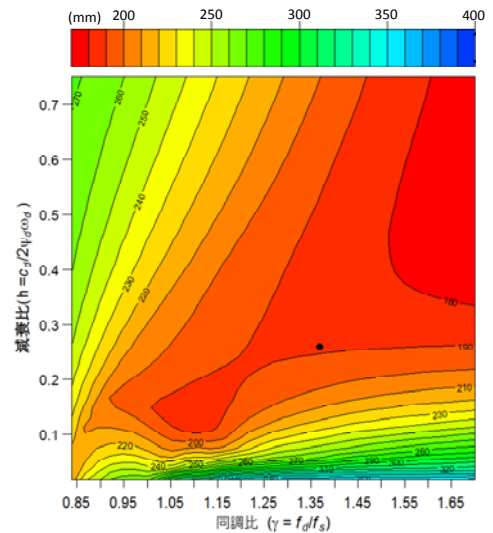
(3) 検討結果

① 慣性質量 ψ の設定

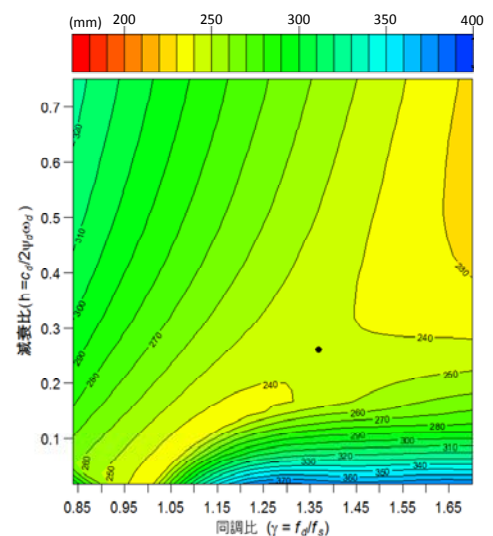
制震機構は、慣性質量 ψ_d と直列バネ k_d とにより定まる固有周期を対象橋梁の1次固有周期に同調するように設定した。図4に示す解析モデルの制震機構において、地表面変位 x_0 に対する支承変位 $|x_2 - x_1|$ の応答倍率が、固有振動数付近でほぼ等しい二峰性を有するように、慣性質量比 μ ($\mu = \psi_d / m_2$) が8~28%の慣性質量に対する減衰係数とバネ剛性の組合せを求めた。図6に設計地震動に対する支承変位の伝達関数の一例を示す。慣性質量比をパラメータとした線形解析結果の一例を図7に示す。横軸は慣性質量比、縦軸は変位着目点の慣性質量ダンパーの変位であり、慣性質量が大きいくほど、ダンパー変位は小さくなる。これらの結果を参考に慣性質量比を25%と決定した。

② 制震装置の諸元設定のためのパラメトリックスタディ

本制震機構の特長は、支承部の変位と橋脚の負担力を同時に低減できることである。しかし、制御したい支承変位や橋脚モーメント等の各応答に対する最適値は異なり、複数の要求性能に対して最適値を一意に定めることはできない。また、地震動のように外力が不定の場合、入力地震動に対しても最適値は変化する。そこで設定した慣性質量比25%に対し、バネ剛性・減衰を変化させた詳細なパラメトリックスタディを実施した。制震装置の寸法に影響するバネ変位と慣性質量変位の最大値を制約条件に組み込んだ。それぞれ、200mmと300mmを上限とし、これを下回る範囲内で6種類の入力地震波²⁾に対し、



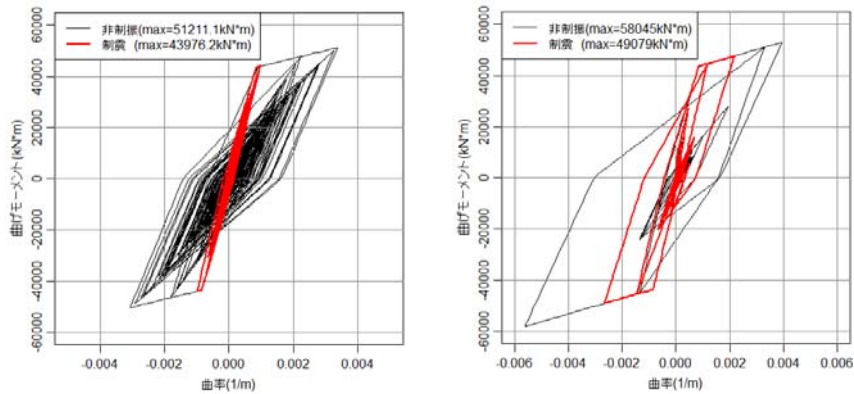
(a) タイプI地震動(I-III-1)



(b) タイプII地震波(II-III-2)

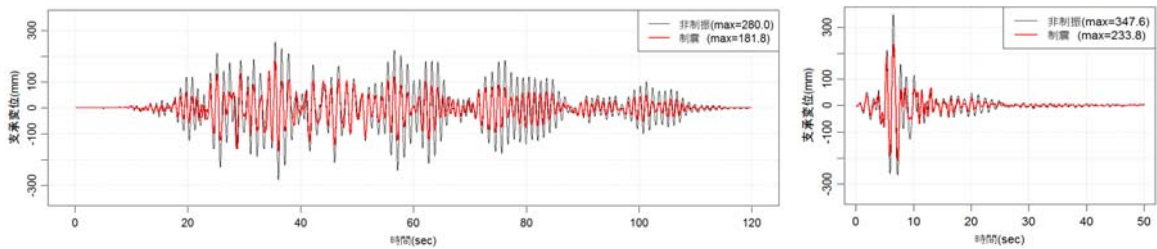
図8 支承変位の低減効果

それぞれ、200mmと300mmを上限とし、これを下回る範囲内で6種類の入力地震波²⁾に対し、支承変位及び橋脚モーメントを低減させる諸元組み合わせを探索した。各解析ケースで得ら



(a) タイプ I 地震波 (I-III-1) (b) タイプ II 地震波 (II-III-2)

図9 橋脚基部非線形応答履歴



(a) タイプ I 地震波 (I-III-1) (b) タイプ II 地震波 (II-III-2)

図10 支承変位応答波形

れた支承変位の低減効果の最大値をコンターにして図8に示す。ここで、図の各軸は式(3)に示すパラメータで整理した。添字の d は制震装置、 s は構造系に関するパラメータを意味する。

$$\gamma = f_d / f_s = \omega_d / 2\pi f_s = \sqrt{k_d / \psi_d} / 2\pi f_s \quad \text{式(3)}$$

$$h = c_d / 2\sqrt{\psi_d k_d}$$

ここで、 γ ：同調比、 h ：減衰比、 f ：固有振動数、 ω ：固有角振動数

コンターの値は、任意のパラメータでの最大支承変位を示しており、カラーバーの赤色に向うほど最大支承変位は低減している。6種類の入力地震動に対する支承変位、橋脚モーメントの結果より、各応答に対し図8の黒点の値 ($\gamma=1.37$, $h=0.26$) を最適値として設定した。

③ 応答低減効果の確認

非線形時刻歴応答解析の結果を図9、図10に示す。作用モーメントの低減に伴い橋脚基部の最大塑性変形を、タイプ I 地震動（プレート境界型）ではほぼ弾性域レベルまで、タイプ II 地震動（内陸直下型地震）では非制震時の半分程度まで低減していること、タイプ I・II の地震波に依らず支承の最大変位を非制震時より、約3割低減していることが確認できる。

4. 慣性質量ダンパー試作機の動的試験

(1) 試験概要および評価方法

上述の解析により慣性質量ダンパー1台当たりの目標諸元を等価慣性質量 35(ton)、減衰比 0.26 と設定し試作機を設計した。試験では慣性質量ダンパーはオイルダンパーと並列に設置し、ばね装置と直列に接続した（図11）。慣性質量ダンパーおよびばね装置の全長はそれぞれ 1,280mm, 770mm である。ばね装置端部を固定し、慣性質量ダンパーを 2000kN 油圧試験機に設置

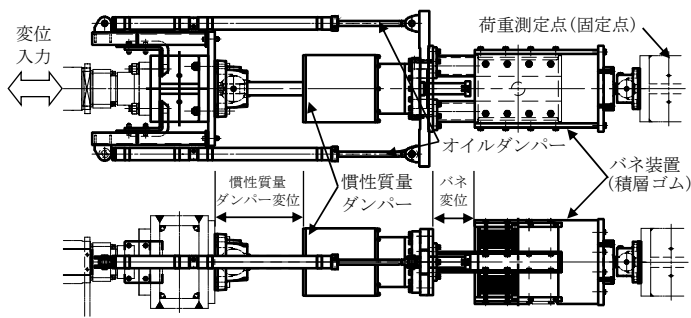


図 1 1 試験装置

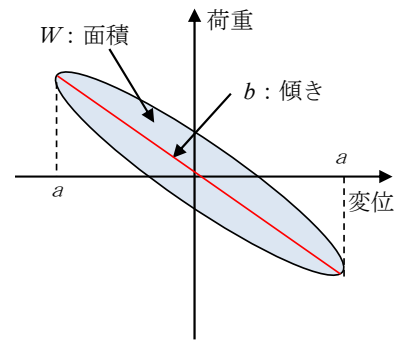


図 1 2 評価方法

し、正弦波加振を実施した。

慣性質量とばね装置にて構成される共振点付近の振動数(1.2Hz)において試験を行った。加振振動数と振幅の組み合わせは、0.8Hz-100mm, 1.1Hz-60mm, 1.2Hz-60mm, 1.4Hz-60mm である。慣性質量ダンパーとバネの軸方向変位をレーザ変位計で、試験機への入力荷重をロードセルによって計測した。慣性質量の算出は、図 1 2 内の傾き b と式(5)より算出した値を用いる。等価減衰係数は、図 1 2 内の W および式(6)より算出した値を用いる。

$$\psi = \frac{F}{\ddot{x}} = \frac{F}{(2 \cdot \pi \cdot f)^2 \cdot x} = \frac{b}{(2 \cdot \pi \cdot f)^2} \quad \text{式(5)}$$

$$C_{eq} = \frac{W}{2 \cdot (\pi \cdot a)^2 \cdot f} \quad \text{式(6)}$$

解析モデルの妥当性を検証するため図 1 3 に示すモデルにより実験と解析の比較を実施した。

(2) 試験結果

等価減衰係数と等価慣性質量に関する試験結果を図 1 4、図 1 5 に示す。等価慣性質量、減衰比の平均値はそれぞれ 34.0(ton)、0.25 であり加振振動数や振幅によらず概ね目標通りの性能であった。加振振動数 1.2Hz、振幅 60mm を例として反力と慣性質量ダンパー変位およびバネ変位の実験と解析の比較を図 1 6 に示す。入力変位より慣性質量ダンパーやバネ変位が拡大されているが、解析により慣性質量ダンパーとバネの挙動が概ね再現されている。

慣性質量ダンパーの反力と入力変位関係の実験と解析の比較を図 1 7 に示す。慣性質量ダンパー変位とバネ変位の和は入力変位となる。共振振動数より小さい振動数では慣性質量ダンパー変位がバネ変位より大きく、共振振動数より大きい振動数では慣性質量ダンパー変位がバネ変位より小さくなるため、共振振動数を境に反力-入力変位関係の傾きが異なっている。このように加振振動数により異なる挙動を解析により適切に評価できることが確認できた。

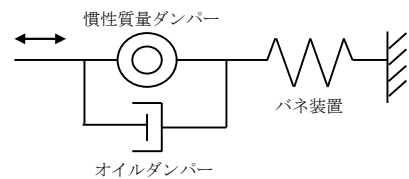


図 1 3 制震機構の解析モデル

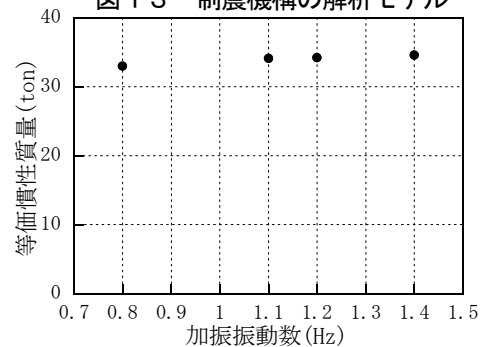


図 1 4 等価慣性質量 ψ

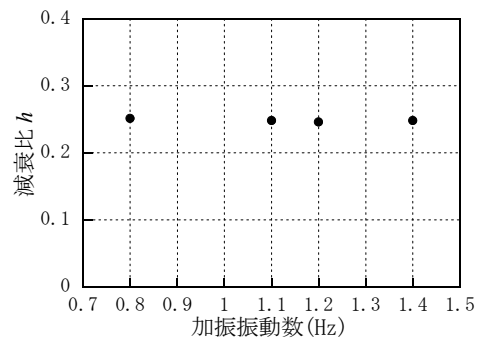


図 1 5 減衰比 h

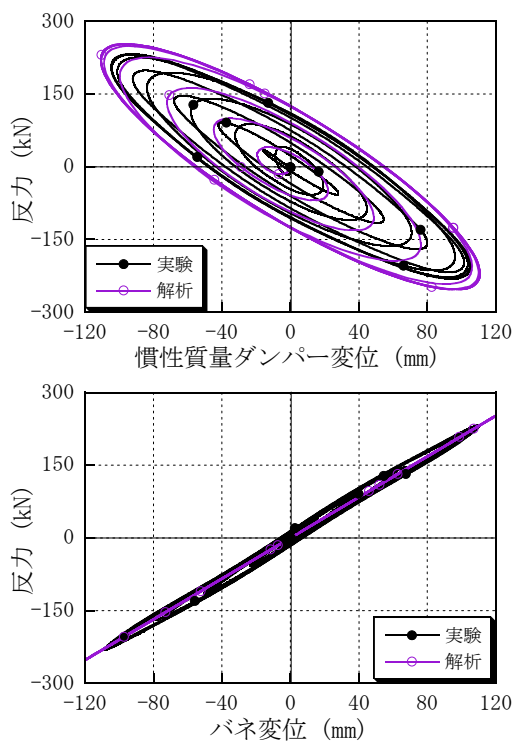


図 16 1.2Hz-振幅 60mm 時の
慣性質量ダンパー変位(上)とバネ変位(下)

5. まとめ

従来では不可能だった支承の変形抑制と橋脚・基礎部の応力低減を両立でき、既存橋梁に本機構を付与することで非常に大がかりとなる基礎部の耐震補強工事を行うことなく橋梁の耐震性能を向上できる同調型制震機構構築のための検討を実施した。その結果、得られた知見を以下に示す。

- ①タイプ I, タイプ II 地震動を用いた時刻歴応答解析により、最大支承変位を約 3 割、橋脚基部の最大塑性変形を約 5 割以上、同時に低減できる。
- ②橋梁用途の高速度化と長ストローク化に対応した慣性質量ダンパー試作機の動的試験を実施し、所定の等価慣性質量・減衰比を有するコンパクトな慣性質量ダンパーが製作できる。
- ③共振振動数を境に異なる慣性質量ダンパーの挙動を解析モデルにより適切に評価できる。

【参考文献】

- 1) 磯田和彦, 半澤徹也, 田村和夫: 回転慣性質量ダンパーを組み合わせた応答低減機構による 1 質点系振動モデルの応答特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 Vol. 74, No. 642, pp. 1469-1476, 2009.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2011.

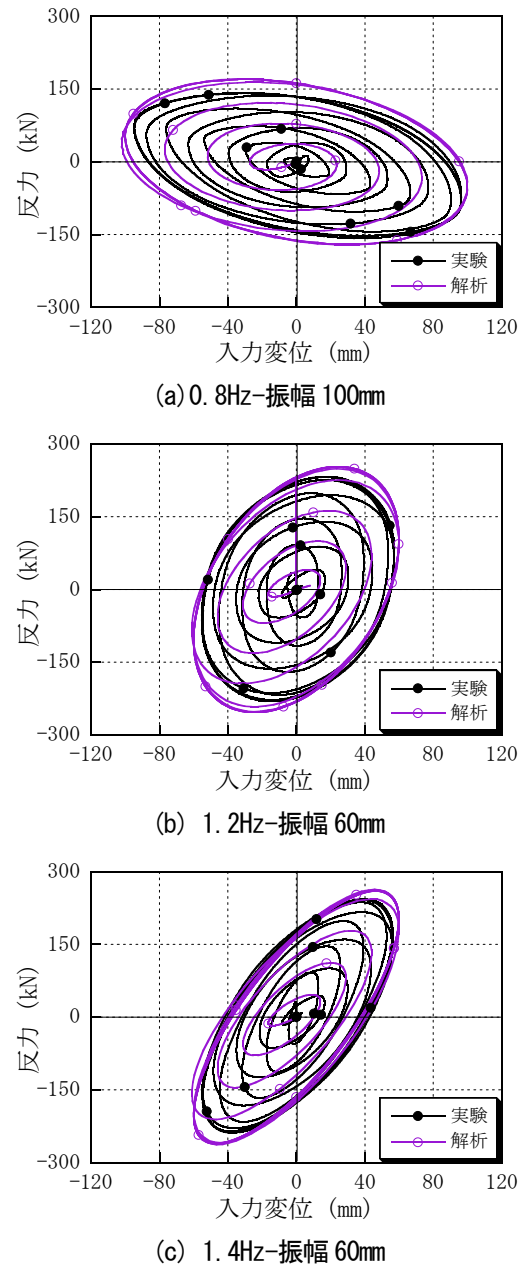


図 17 反力-入力変位関係