T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題	大振幅地震動に対する非弾性建物と履歴型TMDの適応的同調
Title	ADAPTIVE TUNING OF HYSTERETIC MASS DAMPER IN NONLINEAR STEEL FRAMES DURING STRONG GROUND MOTIONS
著者	金子健作
Author(s)	Kensaku Kaneko
出典	鋼構造年次論文報告集, Vol. 27, ,
Citation	Proceedings of Constructional Steel, Vol. 27, ,
発行日 / Pub. date	2019, 11

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

Proceedings of Constructional Steel
Vol.27 (November 2019)

鋼構造年次論文報告集
第 27 巻（2019 年 11 月）

大振幅地震動に対する非弾性建物と履歴型 TMD の適応的同調

ADAPTIVE TUNING OF HYSTERETIC MASS DAMPER IN NONLINEAR STEEL FRAMES DURING STRONG GROUND MOTIONS

○金子　健作[*1]

Kensaku KANEKO[*1]

ABSTRACT　This paper proposes a nonlinear tuned mass damper (TMD) for reducing seismic damage to steel structures. This nonlinear TMD can be adaptively tuned according to the nonlinearity of a structure in terms of equivalent frequency. For optimized TMDs, numerical examples are demonstrated using simulated ground motions and historical earthquakes. Time history analysis shows that the proposed TMD maintains enough supplemental damping to buildings beyond its elastic range. The peak responses are well predicted using a proposed method based on the response spectrum method.

Keywords:　履歴型ダンパー，非線形応答，最適化，応答スペクトル法
Hysteretic damper, Nonlinear response, Optimization, Response spectrum method

1. はじめに

超高層建物の長周期地震動対策を契機に，地震対策用に用いる大型の同調質量ダンパー（以下，TMD）が精力的に開発されている（例えば[1]）．TMD には, 従来の層間ダンパーに比べてダンパーの設置場所を集約できるなどの長所があり，継続時間の比較的短い地震に対しても制振効果を発揮する[2]．しかし，建物との共振現象を制振原理の拠り所とする TMD の特性として[3]，弾性限を超えた建物応答に対しては, TMD の制振効果が急激に失われるという短所がある．

これを解決する手段として，著者は履歴型の復元力特性を有する TMD システムの概念を提案した[4, 5]．このシステムでは，Abe の考え方[6]を発展させ, TMD の降伏耐力と降伏後剛性を適切に調整することにより，降伏した建物の等価固有振動数の変化に TMD の等価固有振動数が適応的に同調することを可能にする．これにより，建物の幅広い塑性率の非線形応答に対して, TMD の制振効果が失われないことを数値的に証明した[5]．しかしながら，実証方法はホワイトノイズの地動入力を想定した不規則振動解析に限定されている．実際の地震動は，様々な位相特性や経時特性を有するものの，これら地震動に対して，履歴型 TMD が有効であるかについては, 議論が残されている．

本稿では，模擬地震動や観測地震動に対して多数の時刻歴応答解析をおこない，履歴型 TMD の適応的同調の制振性能を統計的に検証する．さらに，不規則振動理論と応答スペクトル法を組み合わせた簡易応答評価法を用いて，時刻歴解析によらずに，塑性率に応じた変位応答低減効果を精度よく予測できることを示す．これにより，履歴型 TMD の建物への将来的な実装に向けた足がかりとする．

[*1] 第 2 種正会員
博士（工学）　東京工業大学
環境・社会理工学院建築学系　助教
（〒226-8502　神奈川県横浜市緑区長津田町 4259）

2. 履歴型 TMD の同調方法と解析条件

2.1 TMD の設計手順

建物と TMD の復元力特性は，ともにノーマルバイリニア型とし, それぞれの 2 次剛性比を p_b, p_a で表す（図 1）．建物の諸元（p_b と降伏せん断力係数 α_{by}）は，所与であるとする．

建物と TMD で適応的同調を実現する方法として，著者は以下の設計手順を提案した[5].

a) 建物の制振対象モードの有効質量 M_b^{eff} に対す

る TMD の質量 m_a の比 μ（質量比）を定める．

$$\mu = m_a / M_b^{eff}, \quad \bar{\mu} = \psi^2 \mu \tag{1a, b}$$

ここに，ψ は TMD なしの建物頂部（あるいは TMD 設置想定階）の刺激関数である．

b) 非減衰弾性系に対する TMD の最適同調比 γ_0^* の理論式により，TMD の初期剛性 k_a を定める．

$$\gamma_0^* \approx \frac{\sqrt{1-\bar{\mu}/6}}{1+\bar{\mu}} \tag{2a}$$

$$k_a = m_a \omega_a^2, \quad \omega_a = \gamma_0^* \omega_b \tag{2b, c}$$

ここに，ω_b, ω_a はそれぞれ建物および TMD の固有円振動数である．

c) TMD なしの建物の目標塑性率 D_{target} を定める．

d) TMD の最適降伏せん断力係数 α_{ay}^* の理論式から，目標塑性率 D_{target} に応じた TMD の耐力 Q_{ay} を定める．

$$Q_{ay} = \alpha_{ay}^* m_a g, \quad \alpha_{ay}^* = \bar{\alpha}_y^* \alpha_{by} \tag{3a, b}$$

ここに，g は重力加速度である．κ を 0.25 として，$\bar{\alpha}_y^*$ は以下のように算定される．

$$\bar{\alpha}_y' = \sqrt{2}\psi \gamma_0^{*2} \chi_0^* \tag{4a}$$

$$\bar{\alpha}_y^* = \kappa \left\{ 1 + p_b \left(D_{\text{target}} - 1 \right) \right\} \bar{\alpha}_y' \tag{4b}$$

$$\chi_0^* \approx \frac{1}{\sqrt{2\bar{\mu}}} + 0.83\sqrt{\bar{\mu}} \tag{4c}$$

e) 最後に，TMD の 2 次剛性比 p_a を定める．

$$p_a = \frac{1}{1 + c\left(1 - p_b\right)\mu} p_b \tag{5}$$

ここで，c は 18 とする．

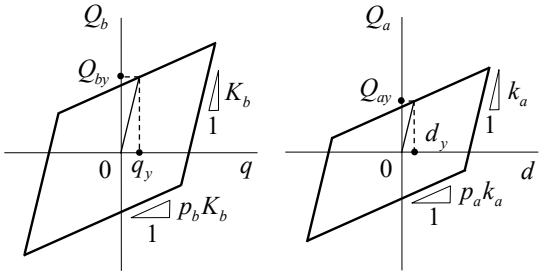
2.2 等価 2 質点系の振動方程式

時刻歴解析により，TMD の制振性能を評価する方法について説明する．TMD は単一のモード成分の応答のみを低減できるため，制振対象を 1 次モードに限定する．建物の 1 次モードに対応する等価 1 質点系を導入し，これに TMD を接続した等価 2 質点系を考える（図 2）．このとき，振動方程式は，以下のようになる[4,5].

$$M_b^{eff} \ddot{q} + 2M_b^{eff} h_b \omega_f \dot{q} + Q_b - \psi Q_a = -M_b^{eff} \ddot{u}_g \tag{6a}$$

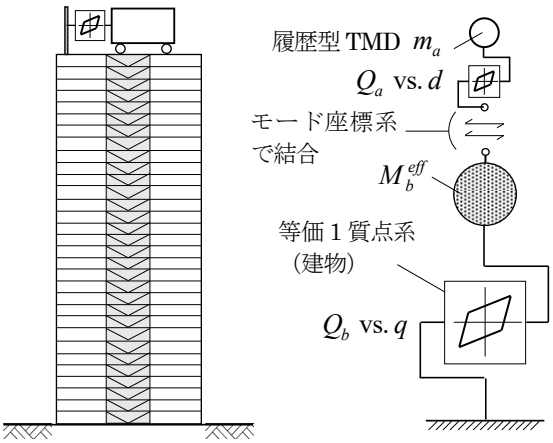
$$m_a \ddot{d} + Q_a = -m_a \left(\psi \ddot{q} + \ddot{u}_g \right) \tag{6b}$$

ここに，q :建物の代表変位，d :TMD と建物頂部の相対変位，ω_f, h_b :主架構の固有円振動数と減衰定数，$\ddot{u}_g$:地動加速度，Q_b, Q_a :それぞれ建物と TMD の復元力である．建物の代表位置に TMD が設置された場合 $(\psi = 1)$，式 (6)は一般的な 2 質点系と同じになる．



(a) 建物　　(b) TMD

図 1　復元力特性



(a) 対象建物と TMD　　(b) 等価 2 質点系

図 2　対象建物と振動解析モデル

2.3 建物と検討用地震動

大振幅地震動に対して要求される過大な層間ダンパーの設置台数を削減する，あるいは層間ダンパー単独よりも高い制振性能を目指すことを目的として，履歴型 TMD の導入を考える．

軒高 60m 程度の超高層建物を想定して，(一財) 建築センターで性能評価された鋼構造制振建物 29 棟（2010 年 9 月～2015 年 8 月）の統計による平均値[7]を参考にして定める．層間ダンパーを設置した建物の 1 次固有周期 T_1 は 2 秒，h_b は 0.02，層間ダンパーの耐力により決まる降伏せん断力係数 α_{by} は $0.14\,(=0.27/T_1)$ とする．また建物の 2 次剛性比 p_b は 0.5, TMD の質量比 μ は 0.05 とする．目標塑性率 D_{target} を 3 として，その他の TMD の諸元は, 2.1 節で述べた手順で算定した値を用いる．

検討用地震動は, 模擬地震動 20 波と表 1 に示す

観測地震動 10 波（水平 2 方向の成分）とする．模擬地震動は，継続時間を 120 秒とし，建築基準法関連告示で規定される，長周期領域で一定のスペクトル速度 ($S_v = 1.2$ m/s) を有する目標スペクトル（一様乱数位相，第 2 種地盤）に適合するように複数作成する．観測地震動については，表 1 に示すそれぞれの最大地動速度 PGV が 0.5 m/s になるように，波形の振幅を係数倍する．さらに，これらの地震動波形の振幅を 0.1～3 倍に係数倍して，小振幅から大振幅までの地震動を模擬する．

表 1　検討用地震動（観測波）

No.	地震名	観測点	PGA (cm/s^2)	
			NS	EW
1	Imperial Valley 1940	El Centro	341.7	210.1
2	Kern Country 1952	Taft	152.7	175.9
3	十勝沖 1968	八戸	231.0	181.2
4	宮城県沖 1978	東北大学	258.2	202.6
5	釧路沖 1993	JMA 釧路	692.8	576.0

3. 時刻歴解析による履歴型 TMD の応答低減性能の検証

3.1 TMD の制振性能の指標

TMD の制振性能の指標として, 建物の応答変位に関する 3 つの低減率を定義する.

$$R_d = \frac{\max_t \left| q_{\mathrm{TMDあり}}(t) \right|}{\max_t \left| q_{\mathrm{TMDなし}}(t) \right|} \tag{7a}$$

$$R_{d,\mathrm{RMS}} = \sqrt{\frac{\sum_t q^2_{\mathrm{TMDあり}}(t)}{\sum_t q^2_{\mathrm{TMDなし}}(t)}} \tag{7b}$$

$$R_a = \frac{\max_t \left| \ddot{q}_{\mathrm{TMDあり}}(t) + \ddot{u}_g(t) \right|}{\max_t \left| \ddot{q}_{\mathrm{TMDなし}}(t) + \ddot{u}_g(t) \right|} \tag{7c}$$

ここで， R_d, R_a は変位および加速度応答の時刻歴最大値の低減率， $R_{d,\mathrm{RMS}}$ は変位の二乗平均平方根の低減率であり，骨組部材の低サイクル疲労による破断の緩和に関する指標となる.

3.2 TMD による建物の応答低減効果

観測地震動を用いた検討では, 2.3 節の建物を基

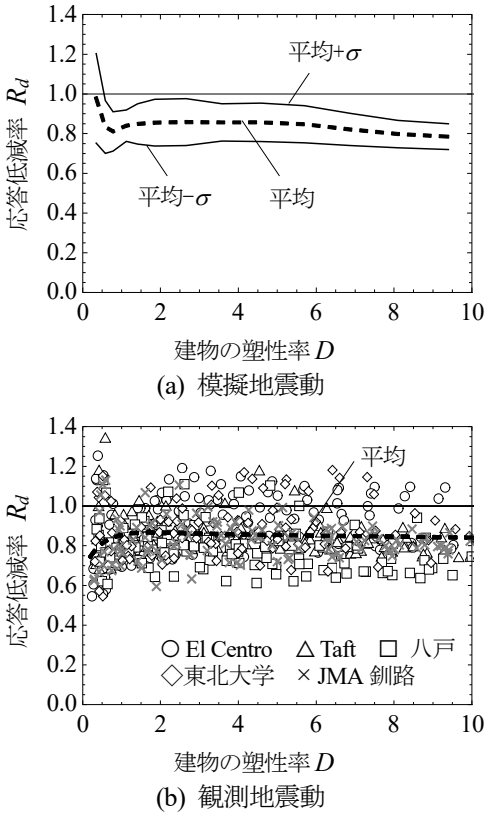


図 3　建物応答の最大値の低減率

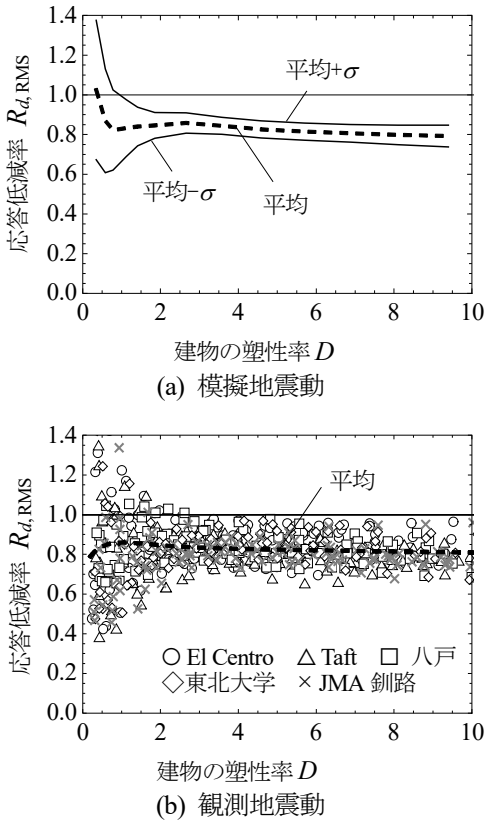


図 4　建物応答の二乗平均平方根の低減率

本に，その固有周期を 0.8～1.2 倍（0.1 刻み）した値の建物群を対象とする．

建物の塑性率に対して，応答低減率 R_d の平均と標準偏差 σ を算定した結果を図 3 に示す．塑性率 D の値に拘わらず，R_d の平均は概ね 0.8 前後で一定となる．これは，模擬地震動と観測地震動に共通している．$R_{d,\mathrm{RMS}}$ と R_d の平均は概ね同じであるが，標準偏差は前者の方が小さい（図 4）．加速度応答の低減も確認される（図 5）．図 6 は，TMD パワーフロー[3]を参考にして，TMD の相対加速度 $\ddot{d}$ と建物速度 $\dot{q}$ の相関をもとに，TMD の等価付加減衰定数 Δh^{eq} を推定した結果である．Δh^{eq} は D_{target} 付近で極大となるが，それより大きな塑性率でも Δh^{eq} はあまり減少しない．また，Δh^{eq} の推定値は後述する理論値（式 11）と一致する．塑性率 D が 0 に近づくと，Δh^{eq} も同様に 0 になる．このため，応答低減効果は低くなる（図 3a）．

以上の結果から，履歴型 TMD は，幅広い塑性率の範囲で，同調状態を維持できるといえる．

4. 応答スペクトル法に基づく建物最大応答の簡易予測

4.1 簡易予測の手順

応答スペクトル法に基づいて，時刻歴解析を介

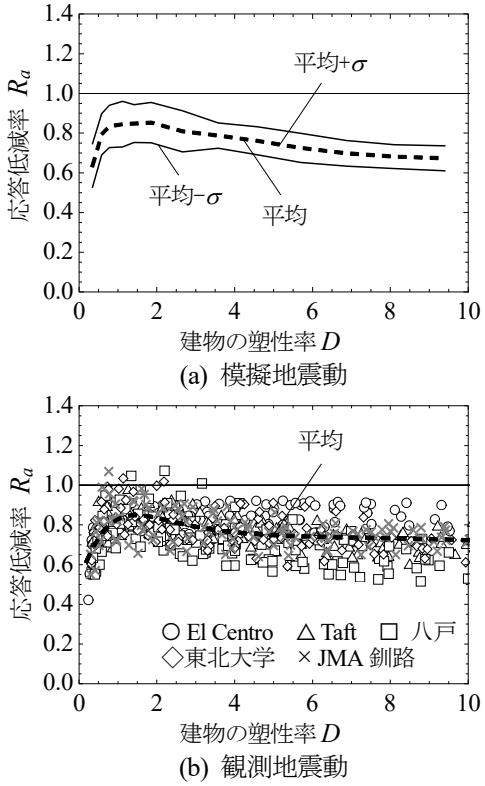


図 5 建物の最大加速度応答の低減率

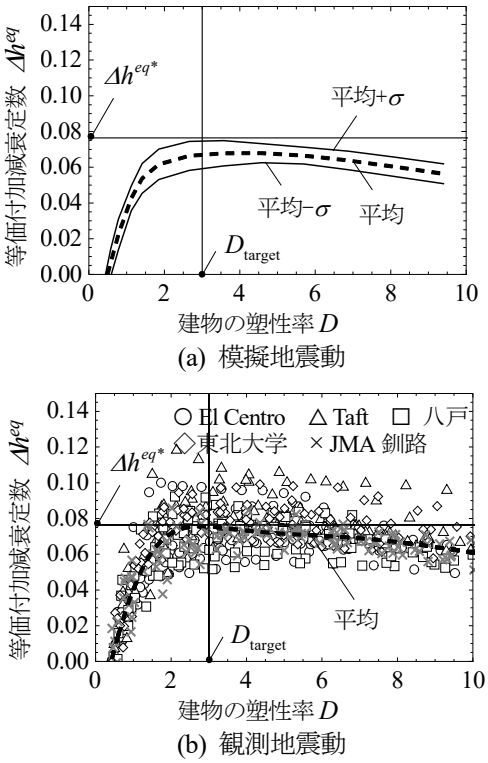


図 6 TMD による等価付加減衰定数の変化

さずに，TMD を有する非弾性建物の最大応答を予測する手法を示す．

予測手法の骨子は，TMD の最大変形の試行的予測，変位依存する建物と TMD の履歴減衰の評価，建物の履歴減衰により生じる等価付加減衰の低下の考慮，応答低減率と建物の最大変形の予測，を順に行い，収斂計算するものである．

文献[5]では，パワースペクトル密度一定の地動入力と不規則振動を仮定している．そのため，地震応答の場合には，以下を修正する必要がある．

a) 塑性率に応じた建物と TMD の履歴減衰を算出する．
b) 応答低減効果については，時刻歴解析結果により提案された経験式を用いる．

上記の a)については Rosenbluth[8]，b)については笠井らの式[8]を用いる．それ以外の具体的な手順の詳細は，著者の文献[5]に倣う．

建物の最大応答を求める手順を以降に示す．収斂回数を i とし，そのときの各諸量を $(\cdot)_{(i)}$ で表記する．TMD なしの建物の塑性率を D とする．まず，TMD ありの建物の塑性率 $D_{b(i)} \leftarrow D$，TMD の塑性率 $D_{a(i)} \leftarrow 0$ として，試行値を定める．これら

の値をもとに，建物と TMD の塑性化に伴う等価減衰定数 h_b^p, h_a^p

$$h_{b(i)}^p = \frac{2}{\pi p_b D_{b(i)}} \ln \frac{1+p_b\left(D_{b(i)}-1\right)}{D_{b(i)}^{p_b}} + h_b \tag{8a}$$

$$h_{a(i)}^p = \frac{2}{\pi p_a D_{a(i)}} \ln \frac{1+p_a\left(D_{a(i)}-1\right)}{D_{a(i)}^{p_a}} \tag{8b}$$

を計算する．また，TMD による建物への等価付加減衰定数の基本値 Δh^{eq*} を

$$\Delta h^{eq*} = \frac{\sqrt{\bar{\mu}}}{4+\bar{\mu}\left(12-\psi\right)/\left(2\psi\right)} \tag{9}$$

で求める．履歴型 TMD では，その塑性率に応じて，必ずしも最適減衰定数を確保できないことから，

$$\Delta h_{0(i)}^{eq} = \frac{2\Lambda_{(i)}}{1+\Lambda_{(i)}^2}\Delta h^{eq*}, \quad \Lambda = \frac{h_{a(i)}^p}{h_a^*} \tag{10a, b}$$

の評価式で Δh^{eq*} を低減する．さらに，建物降伏後には履歴減衰定数 h_b^p が増加するため，次式で等価付加減衰定数 Δh_0^{eq} を低減する．

$$\Delta h_{(i)}^{eq} = \left\{1-a(h_{b(i)}^p)^b\right\}\Delta h_{0(i)}^{eq} \tag{11}$$

ここで，係数は $a=2.9, b=0.86$ を用いる[9]．得られた等価付加減衰をもとに，次式で変位応答低減率 R_d を計算する．

$$R_{d(i)} = \sqrt{\frac{1+\alpha\left(h_b+\Delta h_b^p(D)\right)}{1+\alpha\left(h_b+\Delta h_{b(i)}^p(D_{b(i)})+\Delta h_{(i)}^{eq}(D_{b(i)})\right)}} \tag{12}$$

ここで，定数 α は，25（観測地震動），あるいは 75（模擬地震動）である．この R_d をもとに，TMD 付き建物の塑性率 $D_{b(i)}$ を次式で更新する．

$$D_{b(i+1)} \leftarrow R_{d(i)} D \tag{13}$$

また，TMD の変形比 $\chi(=d/q)$ を

$$\chi_{(i)} = \sqrt{\frac{2}{1+\Lambda_{(i)}^2}}\chi_0^* \tag{14}$$

として，TMD の塑性率 $D_{a(i)}$ は，

$$D_{a(i+1)} \leftarrow \frac{\psi\gamma_0^{*2}\chi_{(i)}}{\bar{\alpha}_y^*} D_{b(i+1)} \tag{15}$$

で更新できる．以上の計算手順において，収束判定条件

$$\frac{|D_{b(i+1)}-D_{b(i)}|}{D_{b(i)}} \le \text{tolerance} \tag{16}$$

を満足すれば，ここで計算を終了する．そうでなければ，ステップを $i \leftarrow i+1$ と進めて式(8)の段階に戻り，収束するまで上記の手順を繰り返す．建物の層間変形角が必要であれば，D_b の収束値から算定できる．

4.2 予測値と時刻歴応答解析結果との比較

第 2 章の建物を基本にして，その 2 次剛性比 p_b と TMD の質量比 μ を変更させた複数の TMD 付き建物を対象にする．ここでは，結果の一般性を保ち，かつ説明を簡単にするため，応答スペクトル法により TMD なしの建物の塑性率 D は，既に求められているとし，かつ最大応答の代わりに応答低減率 R_d を予測値とする．また，第 3 章の議論から，観測地震動と模擬地震動の R_d の期待値が概ね等しいことが確かめられため，本章では模擬地震動に限定して予測例を示す．

予測値と時刻歴応答解析の結果を図 7 に示す．様々な TMD の質量比 μ や建物の 2 次剛性比 p_b について，2 つの方法による結果は，よく対応していることがわかる．

ここで示した予測手順は，単に応答評価を可能にするだけでなく，設計時に必要な TMD の質量を見積もることにも利用できる．また，本稿では，履歴型の層間ダンパーの量（耐力および剛性）を所与の値としたが，実際の設計では，TMD の質量と層間ダンパーの設置台数の兼ね合いが求められる．応答のばらつきが含まれる時刻歴解析に基づいて，これを試行錯誤することは煩雑である．ここで示した予測手順は，そのような煩雑さを回避できる．それだけでなく，予測時に制振性能の原理を意識する点において，合理的な設計に繋がる．

5. まとめ

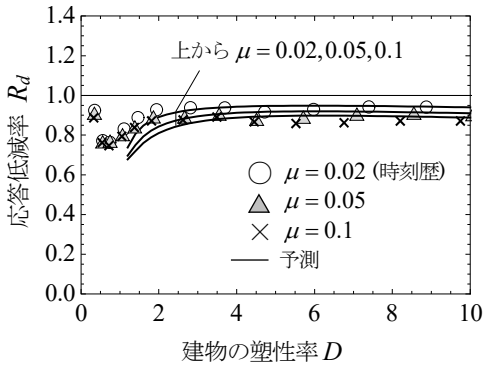
適応的同調が可能な履歴型 TMD を対象に，時刻歴解析を用いてその応答低減効果を検証した．得られた結論を以下に要約する．

1) 観測地震動と模擬地震動の入力に共通して，最大変位応答の低減率と二乗平方和根の低減率は，塑性率の大小に拘わらず，ほぼ一定値となる．また，建物の目標塑性率を超えても，TMD による等価付加減衰定数はほとんど変化しない，これは，TMD と建物の適応的同調を意味する．

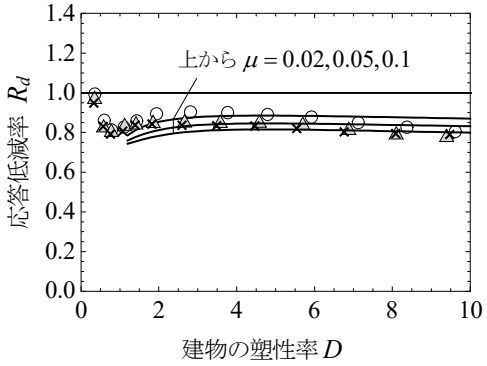
2) 観測地震動と模擬地震動の入力に関して，応答低減率の平均は，同程度である．
3) 不規則振動理論に基づく理論式を用いて，時刻歴解析によらずに，塑性率に応じた変位応答低減効果および建物の最大応答を精度よく予測できる．

本稿では，建物の骨格曲線特性をバイリニア型に限定したものの，主架構の降伏を踏まえたトリリニア型に対応させることも容易である．その場合には，履歴型 TMD も同様にトリリニア型にする必要がある．

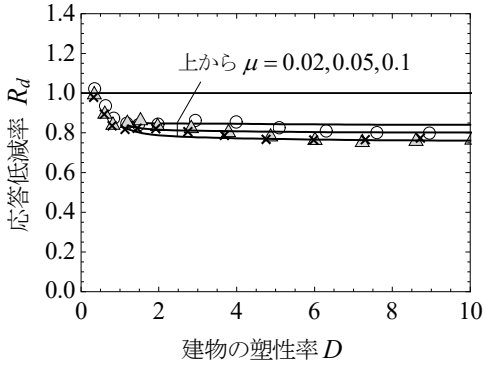
今後は，履歴型 TMD システムを実現するデバイスの開発と実験的検証を進めていく予定である．



(a) $p_b = 0.3$



(b) $p_b = 0.5$



(c) $p_b = 0.7$

図 7　簡易予測と時刻歴応答解析結果の比較

謝辞

本研究は，日本鋼構造協会の研究助成「建物の弾性限を超える限界状態に対して高い制振性能を保持する履歴型 TMD システムの開発」（代表者：金子健作）の補助を受けて実施した．ここに謝意を示します．

参考文献

[1] T. Nakai, H. Kurino, T. Yaguchi, and N. Kano: Control effect of large tuned mass damper used for seismic retrofitting of existing high - rise building, pp. 269-286, Japan Architectural Review, 2019.7
[2] 金子健作: 地震動の経時特性および周期特性を考慮した同調質量ダンパーの応答指定型設計法，日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 730, pp. 2057-2067, 2016.12
[3] T. T. Soong and G. F. Dargush: Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering, Wiley, 1997
[4] 金子健作: 履歴型同調質量ダンパーを用いた超高層建物の最適地震応答制御，日本建築学会構造系論文集，Vol. 81, No. 721, pp. 459-469, 2016.3
[5] 金子健作: 弾性限を超える限界状態に対して制振性能を維持する履歴型 TMD の調整法，日本建築学会構造系論文集，Vol. 83, No. 752, pp. 1423-1433, 2018.10
[6] M. Abe: Tuned mass dampers for structures with bilinear hysteresis, Journal of Engineering Mechanics, pp. 797-800, 1996.
[7] 高師利明，大宮幸，石井陽，青木雅: 時刻歴応答解析による制震建築物の構造特性（その 1 近年の新築建築物），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 95-96, 2016.8
[8] 日本建築学会: 鋼構造制振設計指針，2014
[9] 金子健作: 全体曲げ変形に伴う制振建物の性能低下を補償する同調質量ダンパーの最適設計法，日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 737, pp. 1003-1012, 2017.7

（2019 年 7 月 10 日原稿受理）