履歴型ダンパーを有する鉄筋コンクリート造架構の 等価線形系伝達関数に基づく最適ダンパー降伏耐力に関する研究

STUDY ON OPTIMUM DAMPER YIELD STRENGTH BASED ON TRANSFER FUNCTION OF EQUIVALENT LINEAR SYSTEM FOR R/C STRUCTURE WITH HYSTERETIC DAMPER

白井 和 貴*, 蔭 山 満**, 五十子 幸樹***, 井上 範 夫****

*Kazutaka SHIRAI, Mitsuru KAGEYAMA, Kohju IKAGO
and Norio INOUE*

The purpose of this study is to propose an optimum passive control design method for reinforced concrete structure with hysteretic damper subjected to strong earthquake motions. In this paper, peak values and weighted root mean square values of transfer function of equivalent linear system are investigated to find out optimum damper parameters which effect maximum response displacements. Proposed equations for estimating optimum damper parameters are verified by parametric nonlinear time history analyses.

Keywords : *Passive control, Nonlinear earthquake response, Hysteretic damping,
Complex stiffness, Norm, Weight function*

パッシブ制振, 非線形地震応答, 履歴減衰, 複素剛性, ノルム, 重み関数

1. はじめに

1. 1 研究の背景

鉄筋コンクリート (RC) 造架構内に履歴型ダンパー等の制振部材を設置するパッシブ制振構造の適用例が近年徐々に増加しつつある。これに伴い, RC 系パッシブ制振構造の特性を反映可能な, より合理的な制振設計・評価方法の確立が求められている。

このような状況の中, 履歴型層間ダンパーを有する RC 造架構の地震応答評価に関し, 等価線形化手法により応答スペクトルを利用する研究^{例えば 1)~3)}や, エネルギーの釣り合いに基づく研究^{例えば 4)~5)}等が行われている。しかし, ダンパーおよび支持部材の剛性を考慮した効果的ダンパー量, 建物の層方向や平面内位置のダンパー配分等の問題に関しては未だ不明な点も多く, 更なる検討が必要である。

一方, パッシブ制振構造の潜在性能を引き出して設計に反映するためには, 地震時最大応答をより効果的に低減し制振効果を最大化するダンパーパラメータ (履歴型ダンパーの場合, ダンパー降伏耐力, ダンパー初期剛性, 支持部材剛性等) を, 合理的かつ簡易に評価する手法があれば役に立つと考えられる。

この種の課題を検討するためのアプローチとして, (i) システムの伝達関数に着目し, その評価指標を最適化するパラメータを探る方法が挙げられる。このような検討の例として, 定点理論を活用し

たピーク振幅の最小解に関する研究^{例えば 6)~10)}や, 応答パワースペクトル密度面積の低減化に関する研究^{例えば 11)}が行われている。また, 他の方法として, (ii) 最大応答やエネルギーのスペクトルに基づいた制振性能曲線を利用する研究^{例えば 12)~14)}, (iii) 定常応答時の等価粘性減衰定数を最大化するダンパー解に着目した研究^{例えば 15)}が行われている。しかし (i)~(iii) とともに, RC 制振構造を対象として架構の塑性域まで考慮した検討は少なく, 適用範囲の拡大が望まれている。

1. 2 本論の目的と特徴および構成

1) 本論の目的

本論では, 履歴型ダンパーを有する RC 造架構を対象とし, ある所定の架構塑性率における制振効果を最大化するダンパーパラメータの解明を目的とする。等価線形系の伝達関数を設定し, その評価指標を最小化するパラメータ解を非線形応答を考慮して補正することで, 最適なダンパー降伏耐力を評価する手法について検討する。

2) 本論の特徴

本論の特徴として, 架構およびダンパーが示す履歴減衰特性をより直接的・簡潔に表現するため, それらを変位依存型の複素剛性 (複素減衰) 要素に置換した 1 層の基本モデルを用いることが挙げられる。なお将来的には多層モデル等のより複雑な系に対する検討も想定しており, 本論はそのための基礎理論を展開するものである。

* 北海道大学大学院工学研究院 准教授・博士(工学)
(投稿時 大林組)

** 大林組技術研究所 上席研究員・博士(工学)

*** 東北大学大学院工学研究科 准教授・博士(工学)

**** 東北大学大学院工学研究科 教授・工博

Assoc. Prof., Faculty of Engineering, Hokkaido University, Dr. Eng.

Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.

また、架構とダンパーの塑性化に伴う剛性・減衰の変化を考慮した等価線形系の伝達関数に基づき、その評価指標（ノルム^{例え 16)}に着目し検討を行うことも特徴である。伝達関数のノルムとして、振幅最大値すなわちピーク振幅（ H_∞ ノルム）、および地動周波数特性を考慮するため重み関数を設定した 2 乗積分平方根（重み付き H_2 ノルム）を用いる。設計上重要な地震時最大応答と密接に関連するのは重み付き H_2 ノルムである。一方、視覚的な分かり易さ、ノルムを最小化するダンパー近似解の導出については H_∞ ノルムが扱いやすい。これらのノルムは、本来は線形系の伝達関数において定義されるものであるが、本論では単に評価指標として等価線形系の伝達関数へ拡張して使用することを試みる。これらのノルムを各々最小化するダンパー解が概ね近い値をとる性状に着目し、これを利用して最適ダンパー評価式を検討する。

本論では、(I)地震時に所定の架構塑性率 μ_F を生じさせる地動入力倍率の最大化、(II)伝達関数のノルムの最小化、の意味において「最適」という用語を用いる。(I)のようにする理由は、 H_∞ ノルムを最小化するダンパー解が μ_F に依存する（3 節で後述）ことから、 μ_F を固定することで非線形時刻歴解析による検証を行い易くするためである。一方(II)は、入力最大化問題（ノルムを一定値に固定する条件下で入力を最大化するダンパー解を求める問題）と等価とみなせる。よって本論は、入力最大化問題を扱っているといえる。

なお本論では、主要なダンパーパラメータのうちダンパー降伏耐力の最適解に対象を絞り検討を行っている。これは、固有周期に関して単調増加する変位応答スペクトルを有する地震波に対しては、塑性率制約条件下で入力を最大化するダンパー初期剛性および支持部材初期剛性の最適解が存在せず、両剛性が大きいほど制振効果が向上する性状があるためである。

3) 本論の構成

2 節では、使用する複素剛性モデル、想定する復元力特性、等価剛性と等価減衰の定義、等価線形系伝達関数の設定について述べる。3 節では、伝達関数のピーク振幅（ H_∞ ノルム）を最小化するダンパー降伏耐力について検討し、その近似解を提示し精度検証を行う。4 節では、地動周波数特性を考慮し重み関数を設定した伝達関数の 2 乗積分平方根（重み付き H_2 ノルム）を最小化するダンパー降伏耐力について検討する。また重み付き H_2 ノルムのダンパー解は、 H_∞ ノルムのダンパー近似解により概ね評価できることを示す。5 節では、パラメトリック非線形時刻歴解析を実施し、所定の架構塑性率を生じさせる地震動入力倍率を最大化する最適ダンパー降伏耐力について検討する。さらに、非線形応答を考慮するための平均的な等価周期の求め方を提示する。6 節では、2～5 節の検討結果に基づき最適ダンパー降伏耐力の評価式を提示し、その妥当性を検証する。

2. 等価線形系の伝達関数

2. 1 複素剛性モデル

本論では、履歴型ダンパーを有する RC 架構を表すモデルとして、図 1 に示す複素剛性モデル¹⁷⁾を用いる。本モデルの妥当性については、文献¹⁷⁾で等価線形周波数応答解析と非線形時刻歴解析との比較により検討がなされている。

本モデルは、架構およびダンパーの非線形復元力特性を、変位依存型の 2 つの複素ばねに置換して表現している。ダンパーの複素ば

ねと支持部材の実数ばねがダンパー節点を介して直列接続され、それが架構の複素ばねと並列配置されてシステムを構成している。

ここで、架構変位 x_F およびダンパー変位 x_D はともに地動変位 y に対する相対応答であり、 M は架構質点の質量である。 K_F は架構の複素剛性の実部、 $K_F i$ は虚部（ $=2\beta_F i K_F \operatorname{sgn} \omega$ ）、 β_F は架構の複素減衰定数である。 K_D はダンパーの複素剛性の実部、 $K_D i$ は虚部（ $=2\beta_D i K_D \operatorname{sgn} \omega$ ）、 β_D はダンパーの複素減衰定数、 K_B は支持部材の剛性である。 i は虚数単位、 ω は外力の円振動数であり、 $\omega > 0$ のとき $\operatorname{sgn} \omega = 1$ 、 $\omega < 0$ のとき $\operatorname{sgn} \omega = -1$ とする。

図 1 複素剛性モデル

2. 2 振動方程式および伝達関数

図 1 の複素剛性モデルが調和地動入力を受ける場合の架構質点およびダンパー節点の振動方程式を下式で表す。なお、 $\ddot{x}_F$ は架構の応答相対加速度、 $\ddot{y}$ は地動加速度（定常正弦波、 $\omega > 0$ ）である。

$$\begin{cases} M \ddot{x}_F + (1 + 2\beta_F i) K_F x_F + K_B (x_F - x_D) = -M \ddot{y} & (1a) \\ (1 + 2\beta_D i) K_D x_D + K_B (x_D - x_F) = 0 & (1b) \end{cases}$$

入力を地動加速度 $\ddot{y}$ 、出力を架構応答変位 x_F とすると、システムの伝達関数 $H(i\omega)$ は下式で表される。

$$H(i\omega) = -M / (K_S - M\omega^2) \quad (2)$$

ここで、 K_S はシステムの複素剛性であり下式で表される。

$$K_S = (1 + 2\beta_F i) K_F + \frac{K_B(1 + 2\beta_D i) K_D}{K_B + (1 + 2\beta_D i) K_D} \quad (3)$$

システムの伝達関数の振幅 $|H(\omega)|$ は、(2)式の絶対値として次式で表せる。

$$|H(\omega)| = \sqrt{(f_{NR}^2 + f_{NI}^2) / (f_{DR}^2 + f_{DI}^2)} \quad (4)$$

ここで、

$$f_{NR} = (K_B + K_D) M \quad (5a)$$

$$f_{NI} = 2\beta_D K_D M \quad (5b)$$

$$f_{DR} = -K_B(K_F + K_D - M\omega^2) + K_D\{K_F(4\beta_F\beta_D - 1) + M\omega^2\} \quad (5c)$$

$$f_{DI} = -2\{\beta_F K_F(K_B + K_D) + \beta_D K_D(K_F + K_B - M\omega^2)\} \quad (5d)$$

なお、(2)式の伝達関数において出力を架構応答変位とした理由は、一般に RC 造では最大変形（塑性率）が主要な制御対象となるためである。また入力を地動加速度とした理由は、文献¹⁷⁾で述べられて

いる周波数領域の地震応答解析を行う際の容易さや、4節で述べる重み関数の設定における利便性を考慮したためである。

2. 3 架構およびダンパーの復元力特性

RC 架構および履歴型ダンパーに想定する復元力特性を図2に示す。架構は Degrading Tri-linear 型（ひび割れ後～降伏前は原点指向、降伏後の再載荷時は最大点指向）、ダンパーは Normal Bi-linear 型の履歴特性を設定し、支持部材は弾性とする。

ここで、架構パラメータの、 T_{F0} は架構初期周期（ダンパーが無い場合の弾性周期）、 K_{F0} は架構初期剛性（ $=M(2\pi/T_{F0})^2$ ）、 α_{Fy} は架構降伏時剛性低下率、 K_{FU} は架構降伏後剛性、 F_{Fy} は架構降伏せん断力（ $=MgC_F$ ）、 g は重力加速度、 C_F は架構降伏せん断力係数、 F_{Fc} は架構ひび割れせん断力（ $=q_F F_{Fy}$ ）、 q_F は架構ひび割れせん断力の降伏せん断力に対する比、 δ_{Fy} は架構降伏変位、 δ_{Fc} は架構ひび割れ変位、 μ_F は架構塑性率（ $=|x_F|_{\max}/\delta_{Fy}$ ）である。

ダンパーパラメータの、 K_{D0} はダンパー初期剛性、 N_{D0} はダンパー初期剛性比（ $=K_{D0}/K_{F0}$ ）、 K_{DU} はダンパー降伏後剛性、 F_{Dy} はダンパー降伏耐力、 R はダンパー降伏耐力比（ $=F_{Dy}/F_{Fy}$ ）、 δ_{Dy} はダンパー降伏変位、 μ_D はダンパー塑性率（ $=|x_D|_{\max}/\delta_{Dy}$ ）である。

支持部材パラメータの、 K_{B0} は支持部材初期剛性、 N_{B0} は支持部材初期剛性比（ $=K_{B0}/K_{F0}$ ）である。

また、ダンパーと支持部材の直列からなる付加系の初期剛性を K_{A0} とすると、付加系初期剛性比 N_{A0} （ $=K_{A0}/K_{F0}$ ）は次式で表せる。

$$N_{A0} = N_{B0}N_{D0}/(N_{B0} + N_{D0}) \quad (6)$$

図2 架構およびダンパーに想定する復元力特性

2. 4 等価剛性および等価減衰定数

本研究は RC 架構を対象としているため、架構が弾性、ひび割れ後～降伏前、降伏後の3ケースに分けて考える必要がある。本論では、レベル2を上回る非常に強い地震動を受ける場合を想定し、架構降伏後のケースに絞って検討を行う。

図2の非線形復元力特性を図1の複素剛性モデルで表すため、架構およびダンパーの塑性化に伴う剛性低下と減衰増大を考慮した等価線形化を行う。本論では、柴田ら^{18) 19)}、倉本ら^{1) 2)}の研究を参考に、架構およびダンパーの複素剛性パラメータ K_F 、 β_F 、 K_D 、 β_D を次の(7)～(10)式のように設定する。

架構の剛性 K_F は、架構の復元力特性の定常ループにおける最大変位点と原点を結ぶ割線剛性（等価剛性）とし、架構塑性率 μ_F の関数として(7)式で定義する。また、架構の複素減衰定数 β_F は、 μ_F の関数として(8)式で定義する。ここで β_{F0} は架構の初期減衰を表す複素減衰定数、 γ_F は非定常応答を考慮するための低減係数であり、簡略化のため架構の降伏後剛性 K_{FU} は0としている。

$$K_F = K_{F0} \alpha_{Fy} / \mu_F \quad (1 \leq \mu_F) \quad (7)$$

$$\beta_F = \beta_{F0} + \gamma_F (1 - 1/\sqrt{\mu_F}) \quad (1 \leq \mu_F) \quad (8)$$

ダンパーについては、ダンパー降伏前と降伏後で場合分けをする。ダンパーの剛性 K_D は、架構の場合と同様に、ダンパーの復元力特性の最大変位点と原点を結ぶ割線剛性（等価剛性）とし、ダンパーの塑性率 μ_D の関数として(9)式で定義する。ダンパーの複素減衰定数 β_D は、同様に μ_D の関数として(10)式で定義する。ここで γ_D は低減係数であり、簡略化のためダンパーの降伏後剛性（2次剛性） K_{DU} は0としている。

$$K_D = \begin{cases} N_{D0} K_{F0} & (0 \leq \mu_D < 1) \\ N_{D0} K_{F0} / \mu_D & (1 \leq \mu_D) \end{cases} \quad (9a)$$

$$K_D = \begin{cases} N_{D0} K_{F0} / \mu_D & (1 \leq \mu_D) \end{cases} \quad (9b)$$

$$\beta_D = \begin{cases} 0 & (0 \leq \mu_D < 1) \\ \gamma_D (1 - 1/\mu_D) & (1 \leq \mu_D) \end{cases} \quad (10a)$$

$$\beta_D = \begin{cases} \gamma_D (1 - 1/\mu_D) & (1 \leq \mu_D) \end{cases} \quad (10b)$$

さらに、ダンパー塑性率 μ_D を架構塑性率 μ_F の関数として(11)式で表すことで、(9)(10)式も μ_F の関数として定義可能となる。

$$\mu_D = \begin{cases} \frac{\mu_F}{R \alpha_{Fy}} \left(\frac{N_{B0} N_{D0}}{N_{B0} + N_{D0}} \right) & (0 \leq \mu_D < 1) \\ \left(\frac{\mu_F}{R \alpha_{Fy}} - \frac{1}{N_{B0}} \right) N_{D0} & (1 \leq \mu_D) \end{cases} \quad (11a)$$

$$\mu_D = \begin{cases} \left(\frac{\mu_F}{R \alpha_{Fy}} - \frac{1}{N_{B0}} \right) N_{D0} & (1 \leq \mu_D) \end{cases} \quad (11b)$$

このとき、丁度ダンパーが降伏する（ダンパー塑性率 $\mu_D = 1$ となる）ときのダンパー降伏耐力比 R_{Dy} は次の(12)式で表される。

$$R_{Dy} = (\mu_F / \alpha_{Fy}) N_{A0} \quad (12)$$

2. 5 等価線形系伝達関数の振幅 $|H_\mu(\omega)|$ の設定

以上より、(4)(5)式に、等価剛性・等価減衰の定義式(7)～(11)式を代入することで、等価線形系の伝達関数の振幅 $|H_\mu(\omega)|$ を設定することが可能となる。

なお以降の検討では、各パラメータとして、特に記述しない場合は表1に示す基本パラメータと減衰タイプAの値を与える事とする。

表1 基本パラメータおよび減衰タイプ

基本パラメータ	
$M = 10^7 \text{ kg}$	$g = 9.80665 \text{ m/s}^2$
$N_{A0} = 0.12$	$N_{B0}/N_{D0} = 4$
$\alpha_{Fy} = 0.3$	$\mu_F = 2$
$T_{F0} = 0.6 \text{ s}$	
減衰タイプ	
減衰タイプ A	$\beta_{F0} = 0.02$, $\gamma_F = 0.2$, $\gamma_D = 0.4$
減衰タイプ B	$\beta_{F0} = 0.05$, $\gamma_F = 0.25$, $\gamma_D = 0.5$
減衰タイプ C	$\beta_{F0} = 0.05$, $\gamma_F = 1/\pi$, $\gamma_D = 2/\pi$

3. 伝達関数のピーク振幅を最小化するダンパー降伏耐力

本節では、2節で定義した等価線形系伝達関数の振幅 $|H_\mu(\omega)|$ に基づき、ピーク振幅を最小化するダンパー降伏耐力比について検討する。この問題を次のように表記する。

find R , to minimize $\|H_\mu\|_\infty$ (13)

ここで、 $\|H_\mu\|_\infty$ は等価線形系伝達関数のピーク振幅 (H_∞ ノルム)を表す。また(13)式を満たすダンパー降伏耐力比を R_x 、 $\|H_\mu\|_\infty$ の最小値を $\min \|H_\mu\|_\infty$ とする。

3. 1 伝達関数の変化性状

まず、等価線形系伝達関数の振幅 $|H_\mu(\omega)|$ の変化性状を、横軸を周期で表示し図3に示す。

図3(a)は、架構塑性率 μ_F を変化させた場合の $|H_\mu(\omega)|$ を示している。 μ_F が大きくなると伝達関数のピーク周期が長周期側に移動することが分かる。(b)は、ダンパー降伏耐力比 R を変化させた場合の $|H_\mu(\omega)|$ を示している。 R が大きくなるほどピーク周期が短くなること分かる。また、伝達関数のピーク振幅は、 $R \approx 0$ から R を増加させると始めは低下していくが、ある R を境に反転し、その後は R を増加させると逆にピーク振幅が大きくなる性状が認められる。

図3 等価線形系伝達関数の変化性状

3. 2 伝達関数のピーク振幅とその最小解の性状

次に、伝達関数のピーク振幅 $\|H_\mu\|_\infty$ とダンパー降伏耐力比 R の関係を図4に示す。(a)は付加系初期剛性比 N_{A0} を変化させた場合、(b)は架構塑性率 μ_F を変化させた場合の、 $\|H_\mu\|_\infty$ の数値的精密解を図化している。(a)(b)から、横軸の R を増減させたとき $\|H_\mu\|_\infty$ には最小値 (極小値) が存在し、 R には最適値があることが分かる。

続いて、 R の最適値 R_x 、および $\|H_\mu\|_\infty$ の最小値 $\min \|H_\mu\|_\infty$ の各パラメータに関する依存性を図5に示す。(a)~(d)とも、左図の縦軸を R_x 、右図の縦軸を $\min \|H_\mu\|_\infty$ とし、ともに数値的精密解を図化している。(a)~(d)の横軸には N_{A0} 、 μ_F 、 α_{Fy} 、 T_{F0} のうちパラメータを一つとり表示し、その他のパラメータは表1の基本パラメータを与え、減衰タイプはABCの3通りについて示す。

図5(a)~(d)右図より、全体的傾向として、減衰タイプ $A > B > C$

図4 ピーク振幅 $\|H_\mu\|_\infty$ - ダンパー降伏耐力比 R 関係

図5 R_x および $\min \|H_\mu\|_\infty$ の各パラメータに関する依存性

の順で縦軸の $\min \|H_\mu\|_\infty$ が小さくなっている。すなわち、架構とダンパーの減衰パラメータ β_{F0} , γ_F , γ_D の値が大きいくほど伝達関数ピーク振幅の最小値が小さくなることが分かる。一方、(a)~(d)左図より、減衰タイプが異なっても R_x には変化がみられない。すなわち、伝達関数ピーク振幅を最小化するダンパー降伏耐力比 R_x は、 β_{F0} , γ_F , γ_D にほとんど依存しないことが分かる。

さらに図5(a)左図より、 R_x は N_{A0} に比例して大きくなる性状がみられる。また(a)右図より、 N_{A0} を大きくするほど $\min \|H_\mu\|_\infty$ は小さい値を示し、 $\min \|H_\mu\|_\infty$ は N_{A0} に関して極値を持たないことが分かる。これは、ダンパーと支持部材の初期剛性 K_{D0} , K_{B0} には、伝達関数のピーク振幅を最小化する最適値が存在しないことを示している。(b)左図より、 R_x は μ_F にほぼ比例する性状がみられる。これは、制振設計の際にクライテリアとする最大変形(塑性率)の大きさに応じて、ダンパーに付与すべき最適な降伏耐力が異なることを示唆している。(c)左図より、 R_x は α_{Fy} にほぼ反比例することが分かる。また(d)左図より、 R_x は T_{F0} には依存しないことが分かる。

3. 3 伝達関数ピーク振幅の停留条件

続いて、伝達関数のピーク振幅 $\|H_\mu\|_\infty$ を最小化するダンパー降伏耐力比 R_x の解の停留条件(最適性条件)について検討する。

まず $\|H_\mu\|_\infty$ は、伝達関数の振幅 $|H_\mu(\omega)|$ が外力の円振動数 ω に関して極値をとる条件から求まる。すなわち、次の(14)式の停留条件を満たす ω (ω_{peak} とする)を求め、得られた ω_{peak} を $|H_\mu(\omega)|$ に代入することで $\|H_\mu\|_\infty$ が導出される。

$$\partial(|H_\mu(\omega)|^2)/\partial\omega = 0 \quad (14)$$

次に $\|H_\mu\|_\infty$ を最小化するダンパー降伏耐力比 R_x は、 $\|H_\mu\|_\infty$ が R に関して極値をとる条件から求まる。すなわち、次の(15)式の停留条件を満たす R の解が R_x となる。ただし本論では $|H_\mu(\omega)|$ 式中の R 以外の変数は R に依存しない独立変数で表しているため、(15)式的全微分を偏微分に置き換えても同じになる。

$$d(\|H_\mu\|_\infty)/dR = 0 \quad (15)$$

この結果、 R_x は次の(16)式に示す R に関する5次方程式の実数根の一つとして得られる。

$$f_5 R^5 + f_4 R^4 + f_3 R^3 + f_2 R^2 + f_1 R + f_0 = 0 \quad (16)$$

ここで、

$$f_5 = 4\alpha_{Fy}^5 \gamma_D^2 (N_{B0} + N_{D0})^2 (2N_{B0} + N_{D0}) \quad (17a)$$

$$f_4 = -2\alpha_{Fy}^4 N_{B0} N_{D0} (N_{B0} + N_{D0}) \quad (17b)$$

$$\times \{-N_{D0} + 2\gamma_D^2 (5N_{B0} + 3N_{D0})\} \mu_F$$

$$f_3 = \alpha_{Fy}^3 N_{B0}^2 N_{D0}^2 \quad (17c)$$

$$\times \{2(-3 + 8\gamma_D^2) N_{B0} + (-7 + 12\gamma_D^2) N_{D0}\} \mu_F^2$$

$$f_2 = \alpha_{Fy}^2 N_{B0}^3 N_{D0}^2 \{6N_{B0} + (9 - 4\gamma_D^2) N_{D0}\} \mu_F^3 \quad (17d)$$

$$f_1 = -\alpha_{Fy} N_{B0}^4 N_{D0}^2 (2N_{B0} + 5N_{D0}) \mu_F^4 \quad (17e)$$

$$f_0 = N_{B0}^5 N_{D0}^3 \mu_F^5 \quad (17f)$$

(17)式より、係数 $f_5 \sim f_0$ にはパラメータ β_{F0} , γ_F , T_{F0} が含まれないため、(16)式の方程式の根である R_x は、 β_{F0} , γ_F , T_{F0} に依存しないことが分かる。しかしながら、一般に5次方程式は明示的に代数解を導出することができない。そこで次項では、 R_x の近似解の提示を試み、その精度を検証する。

3. 4 伝達関数ピーク振幅を最小化する R_x の近似解

前項で述べたように、伝達関数のピーク振幅を最小化するダンパー降伏耐力比 R_x は、(16)式の R に関する5次方程式の根として得られるため、厳密な代数解の導出は困難である。この対応策として、例えばテイラー級数展開により(16)式を R に関する4次以下の方程式に近似し、その根を R_x の近似解とする方法が挙げられる。この方法で近似解を導出することは可能であるが、得られる解は比較的複雑な多項式となり、実用上扱い難くなる点が問題である。

以上を踏まえ、本論では、上記以外の方法により、簡易かつ十分な精度を有する R_x の近似解について模索する。

さてここで、改めて前述の図4(a)(b)を観察し、 $\|H_\mu\|_\infty$ の変化性状と R_x の位置関係に着目する。すると、ダンパー無し ($R=0$) の点と、丁度ダンパーが降伏する(ダンパー塑性率 $\mu_D = 1$ となる)ダンパー降伏耐力比 R_{Dy} の点との、ほぼ中間の R において $\|H_\mu\|_\infty$ が極小値をとる性状がみられる。この性状の分かりやすい例を図6に示す。そこで、 R_x の近似解として、 R_{Dy} の半分に相当するダンパー降伏耐力比、すなわち(12)式の1/2倍で表される次式を提案する。

$$(R_{Dy}/2) = \frac{\mu_F}{2\alpha_{Fy}} N_{A0} = \frac{\mu_F}{2\alpha_{Fy}} \cdot \frac{(N_{B0} N_{D0})}{(N_{B0} + N_{D0})} \quad (18)$$

なお(18)式は、求根アルゴリズムの二分法において、初期値 $R=0$ および R_{Dy} を与えた場合の最初の近似解として捉えることもできる。

以降、数値的に求めた R_x の精密解を正解とし、これに対する(18)式による近似解($R_{Dy}/2$)の精度を検証する。

近似解($R_{Dy}/2$)の正解 R_x に対する比を図7に示す。(a)(b)とも縦軸を $(R_{Dy}/2)/R_x$ で表示し、表1の基本パラメータおよび減衰タイプAを与えている。(a)は横軸を架構塑性率 μ_F とし、付加系初期剛性比 N_{A0} を変化させた場合である。 N_{A0} の値にかかわらず $(R_{Dy}/2)/R_x$ はほとんど1に近い値を示している。(b)は横軸を N_{B0}/N_{D0} とし、ダンパー初期剛性比 N_{D0} を変化させた場合である。 N_{D0} の値にかかわらず、

図6 $\|H_\mu\|_\infty - R$ 関係の例 (R_x と R_{Dy} の性状)

(a) 横軸を μ_F で表示 (b) 横軸を N_{B0}/N_{D0} で表示

図7 R_x の近似解($R_{Dy}/2$)の精度検証

$N_{B0}/N_{D0} \geq 1$ の範囲では $(R_{Dy}/2)/R_x$ はほぼ 1~1.01 の範囲に収まっている。ただし、 N_{B0} が N_{D0} より小さくなると精度が悪化し、正解に対して近似解が最大 14% 程度大きくなる傾向がみられる。

以上より、支持部材剛性 K_{B0} がダンパー初期剛性 K_{D0} と比べ極端に小さくなければ、(18)式は十分に良い精度を有しているといえる。

4 伝達関数の重み付き H_2 ノルムを最小化するダンパー降伏耐力

本節では、入力地震動の周波数特性を考慮するため重み関数を用いた等価線形系伝達関数の 2 乗積分平方根 (重み付き H_2 ノルム) について検討する。この問題を次のように表記する。

$$\text{find } R, \text{ to minimize } \|H_\mu\|_{w_2} \quad (19)$$

ここで、 $\|H_\mu\|_{w_2}$ は重み付き H_2 ノルムを表し、(19)式を満たすダンパー降伏耐力比を R_{w_2} とする。

4. 1 地動周波数特性を考慮した重み付き H_2 ノルム

3 節の H_x ノルムは、重みのない伝達関数 (周波数領域の加速度振幅が一定の調和地動を受ける応答変位振幅の比率に相当) を対象としていた。しかし、一般に地震動の周波数特性はフラットではない。そこで、地動スペクトル性状を考慮するために重み関数を用い、Parseval の定理より時刻歴地震応答の期待値と対応が良いと考えられる次式の重み付き H_2 ノルム $\|H_\mu\|_{w_2}$ について検討する。

$$\|H_\mu\|_{w_2} = \sqrt{\frac{1}{(2\pi)} \int_0^\infty |H_\mu(\omega)|^2 W_I(\omega) d\omega} \quad (20)$$

ここで、 $W_I(\omega)$ は地動周波数特性を考慮するための重み関数である。

4. 2 重み関数の設定

本論では地動加速度のパワースペクトル密度 (PSD) に基づいて設定した重み関数を使用する。PSD の形状として、建築基準法の告示で示された極めて稀に発生する地震動の解放工学的基盤における加速度応答スペクトル (告示スペクトル) を想定する。

告示スペクトルを尾崎・高田の方法²⁰⁾²¹⁾により PSD に変換し、この PSD の形状に類似する周波数 ω の関数として、次式の重み関数 $W_I(\omega)$ を経験的に設定する。

$$W_I(\omega) = \begin{cases} W_{IA}(\omega) + W_{IP}(\omega) & (\omega < 2\pi/0.64) \\ W_{IB}(\omega) + W_{IP}(\omega) & (2\pi/0.64 \leq \omega < 2\pi/0.16) \\ W_{IC}(\omega) + W_{IP}(\omega) & (2\pi/0.16 \leq \omega) \end{cases} \quad (21a)$$

$$W_{IB}(\omega) = 0.8\{2\pi/(0.64\omega)\}^{1.5} \quad (21b)$$

$$W_{IC}(\omega) = 0.1\{2\pi/(0.16\omega)\}^3 \quad (21c)$$

ここで、

$$W_{IA}(\omega) = 0.8\{0.64\omega/(2\pi)\}^{0.75} \quad (22a)$$

$$W_{IB}(\omega) = 0.8\{2\pi/(0.64\omega)\}^{1.5} \quad (22b)$$

$$W_{IC}(\omega) = 0.1\{2\pi/(0.16\omega)\}^3 \quad (22c)$$

$$W_{IP}(\omega) = 0.2/[10\{(2\pi/0.64) - \omega\}^2 + 1] \quad (22d)$$

横軸を周期で表示した $W_I(\omega)$ を図 8 に実線で示す。また比較のため、尾崎・高田の方法により計算した PSD の形状を基準化して破線で示す。実線は破線と良く対応していることが分かる。

4. 3 重み付き H_2 ノルムを最小化するダンパー降伏耐力比 R_{w_2}

重み付き H_2 ノルムを最小化するダンパー降伏耐力比 R_{w_2} の性状を図 9 (a)~(d) 左図に示す。縦軸は H_x ノルムを最小化する R_x に対する比 (R_{w_2}/R_x) の数値的精密解を求め表示している。横軸は N_{A0} , μ_F , α_{Fy} , T_{F0} のうちパラメータの一つとり表示し、その他のパラメータは表 1 の基本パラメータおよび減衰タイプ ABC としている。

(a)~(d) 左図の各グラフにおける減衰タイプ ABC の性状を比較す

ると、減衰タイプが異なっても顕著な差異は表れていない。この結果および図 5 左図より、架構とダンパーの減衰パラメータ β_{F0} , γ_F , γ_D の変化に対して、 R_{w_2} は影響を受けにくいことが分かる。

(a)~(c) 左図より、縦軸 R_{w_2}/R_x の値はほぼ 1 に近い値を示している。(d) 左図では、架構初期周期 T_{F0} が約 0.35 s より短い範囲で R_{w_2}

図 8 告示スペクトルを想定する重み関数 (パワースペクトル密度)

図 9 重み付き H_2 ノルム, H_2 ノルムを最小化する R_{w_2} , R_2 の性状 (左図: 縦軸を R_{w_2}/R_x で表示, 右図: 縦軸を R_2/R_x で表示)

と R_x に乖離が生じているものの、長い範囲では R_{W2}/R_x の値がほぼ 1 に近づいている。これより、全体的に R_{W2} と R_x はほぼ同じ値になることが分かる。この知見と 3 節 4 項の内容から、(18) 式の R_x の近似解 ($R_{Dy}/2$) により、告示スペクトルに対応する重み付き H_2 ノルムを最小化するダンパー降伏耐力比 R_{W2} を概ね評価できるといえる。

4. 4 重み関数の有無による影響

参考のため、重みのない 2 乗積分平方根 (H_2 ノルム) の性状を調べ、重み関数の有無による影響を検討する。 H_2 ノルムは、(20) 式において $W_l(\omega) = 1$ とおくことで得られ、パワースペクトル密度が 1 のホワイトノイズ入力を受ける応答の RMS 値に対応する。

図 9 (a)～(d) 右図に、 H_2 ノルムを最小化するダンパー降伏耐力比 R_2 の性状を示す。左図の場合と同様に、縦軸を R_2/R_x とし数値的精密解を表示している。(a)～(d) 右図より、縦軸 R_2/R_x の値は概ね 1.1 強の値を示している。この結果と (a)～(d) 左図を比較することで、重み関数の有無による差異が概ね 1 割強程度であることが分かる。

5. 非線形時刻歴解析による検討

2～4 節で求めた等価線形系の伝達関数に基づくダンパー解が、非線形時刻歴応答から得られるダンパー解とどの程度対応するかを次節で比較検証するため、本節でパラメトリックな非線形時刻歴解析を行う。解析は、所定の架構塑性率 μ_F を生じさせる地震動の入力倍率 ϕ を最大化するダンパー降伏耐力比について検討する。この問題を次のように表記する。

$$\text{find } R, \text{ to maximize } \phi \quad (23)$$

ここで、(23) 式を満たすダンパー降伏耐力比を R_ϕ とする。

このような検討を行う理由は、 H_x ノルムを最小化するダンパー解が架構塑性率 μ_F に依存することから、 μ_F を固定することで非線形時刻歴解析による比較検証を行い易くするためである。また、制振設計の際に、ある μ_F の目標値を設定しその塑性率において制振効果が最も発揮される（最もレベルが大きい地震入力に耐えられる）ダンパー降伏耐力を求めることを想定した点も理由に挙げられる。

μ_F を一定とする条件下で入力倍率 ϕ を大きくできるほど、より強い入力レベルに対して同じ最大応答変位が生じることとなり、ダンパーによる制振効果が高いとみなせる。

5. 1 解析方法

非線形時刻歴解析に用いる非線形モデルを図 1 0 に示す。架構とダンパーの履歴特性は図 2 の復元力特性を設定する。ただし、等価線形モデルでは架構とダンパーの降伏後剛性を共に 0 としたが、非線形時刻歴解析では架構降伏後剛性 K_{Fu} を架構初期剛性 K_{F0} の 1/100、ダンパー降伏後剛性 K_{Du} をダンパー初期剛性 K_{D0} の 1/50 とする。また特に記述しない場合は表 1 の基本パラメータを設定する。

数値積分は Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$) で行い、時間刻みは 0.001 s、粘性減衰は瞬間剛性比例型とし減衰定数 $h = 0.03$ とする。

入力地震動は、位相特性が異なる告示スペクトル適合波 3 波を用い、振幅を単純に 1.5 倍した波形（これを入力倍率 $\phi = 1$ とする）を使用する。位相特性は、1940 El Centro NS、1968 八戸港湾 NS、1995 JMA 神戸 NS の位相成分を与える。 $\phi = 1$ の入力地震動の時刻歴加速度を図 1 1、速度応答スペクトル ($h = 0.05$) を図 1 2 に示す。

予備解析として、ダンパー無し (RC 架構のみ) の非線形モデルに対する時刻歴解析により所要耐力スペクトル (図 1 3) を計算す

る。所要耐力スペクトルは、入力倍率 $\phi = 1$ の地震波に対して最大応答が所定の架構塑性率 μ_F となる架構降伏せん断力係数 C_F を、各入力波、 α_{Fy} 、 T_{F0} ごとに収斂計算により求めて作成する。得られた C_F を、以降のダンパー有りの非線形時刻歴解析において使用する。

上述のモデルと入力波を用いて時刻歴応答解析を行い、所定の μ_F を生じさせる入力倍率 ϕ を最大化するダンパー降伏耐力比 R_ϕ を求める。具体的には ϕ を徐々に増加し、 μ_F がある一定値 (例えば $\mu_F = 2$) となる ϕ を収斂計算により求める。この計算を、 R を 0 から 0.8 まで変化させて行い、 ϕ を最大化する R_ϕ を探す手順をとる。

- ①RC架構（弾塑性）
初期剛性 $K_{F0} = M(2\pi/T_{F0})^2$
- ②履歴型ダンパー（弾塑性）
初期剛性 $K_{D0} = N_{D0} K_{F0}$
- ③支持部材（弾性）
剛性 $K_{B0} = N_{B0} K_{F0}$

図 1 0 非線形モデル

図 1 1 入力加速度時刻歴

図 1 2 速度応答スペクトル

図 1 3 所要耐力スペクトルの例

5. 2 解析結果

解析結果の例として、入力を El Centro NS 位相、 $\mu_F = 2$ とし、架構初期周期 T_{F0} を 0.4～1.2 s まで 0.02 s 刻みで変化させた計 41 ケースの入力倍率 ϕ - R 関係を図 1 4 に破線で示す。なお、前項の所要耐力スペクトル計算で得られた C_F を各パラメータに応じて与えているため、 $R = 0$ のとき $\phi = 1$ になっている。

図 1 4 各破線の ϕ はばらつきが大きく、 T_{F0} 個別では性状の把握が難しい。このばらつきを生じさせる主要因として、入力波のスペクトルに存在する山谷が影響を及ぼしていると推察される。

そこで、各破線の個別 ϕ を T_{F0} について ($T_{F0} = 0.4 \sim 1.2$ s の区間で) 平均化し、入力波のスペクトルの山谷の影響を低減させた平均 ϕ - R 関係を、図 1 4 に実線で重ねて示す。図 1 4 実線の平均 ϕ は、 $R = 0$ からダンパー降伏耐力を増やすことに伴い大きくなり、 $R = 0.22$ で平均 ϕ が最大値 1.39 をとる。しかしそれ以上 R を増加すると逆に平均 ϕ が徐々に低下していく性状が示されている。これより、 R に

は平均 ϕ を最大化する最適値 R_ϕ が存在することが分かる。

次に、各入力波（El Centro NS 位相、八戸 NS 位相、神戸 NS 位相）について、図 1 4 の場合と同様の計算により、各入力波および各 T_{F0} について平均して得られる平均 ϕ - R 関係を図 1 5 に示す。

図 1 5 (a) は N_{A0} を変化、(b) は μ_F を変化、(c) は α_{Fy} を変化させた場合である。(a)(b)(c) より、 N_{A0} および μ_F が大きいほど、また α_{Fy} が小さいほど、平均 ϕ を最大化するダンパー降伏耐力比 R_ϕ の値が大きくなる傾向が示されている。

図 1 4 入力倍率 ϕ - ダンパー降伏耐力比 R 関係の例

(a) 付加系初期剛性比 N_{A0} を変化させた場合

(b) 架構塑性率 μ_F を変化させた場合

(c) 架構降伏時剛性低下率 α_{Fy} を変化させた場合

図 1 5 平均 ϕ - R 関係（各入力波および各 T_{F0} の平均）

なる性状が示されている。この傾向は、3 節の等価線形系伝達関数に基づく検討から得られた R_ϕ の性状とも対応している。

5. 3 等価周期の低減係数

2 ～ 4 節の等価線形系伝達関数の設定においては、架構塑性率 μ_F を架構最大変位点に対応する塑性率として定義した。しかし、非線形地震応答では、応答開始から終了までの損傷進行に伴い弾性から徐々に剛性低下していく過程が含まれる。このため、等価線形系の応答から非線形系の応答をより精度よく評価するためには、最大変位点から求まる塑性率（等価周期）よりも幾らか低減した塑性率（等価周期）を用いることが有効と考えられる。

この等価周期あるいは塑性率の低減については、岡野・宮本²³⁾、中村・壁谷澤²³⁾、中村・堀・井上²⁴⁾による RC 構造の非線形地震応答評価に関する研究でも述べられている。

そこで本論では、非線形応答を考慮した平均的な等価周期および塑性率を用いることとし、以下のように検討を行う。

まず、架構の最大変位点（架構塑性率 μ_F ）に対応する等価周期を最大変位点等価周期 T_μ とし、次式で略算的に与える。

$$T_\mu = \frac{T_{F0}}{\sqrt{1 + N_{A0}}} \sqrt{\frac{\mu_F}{\alpha_{Fy}}} \quad (24)$$

一方、地震応答開始から終了までの過程における架構の擬似応答変位のパワースペクトル密度（PSD）の面積を 2 等分する周期を、平均的等価周期 T_{eq} と定義する。また、 T_{eq} に対応する平均的等価振動数を f_{eq} 、平均的塑性率を μ_{eq} と定義する。

T_{eq} は、次の(25)(26)式を満たす f_{eq} の逆数として、前項の非線形時刻歴解析の結果から求める。

$$\int_0^{f_{eq}} G_{pD}(f) B(f)^2 df = \frac{1}{2} \int_0^\infty G_{pD}(f) B(f)^2 df \quad (25)$$

$$G_{pD}(f) = G_A(f) / (2\pi f)^2 \quad (26)$$

$$T_{eq} = 1 / f_{eq} \quad (27)$$

ここで、 f は振動数、 $B(f)$ は図 1 6 に示す特性を与えたバンドパスフィルターである。 $G_{pD}(f)$ は架構の擬似応答変位の PSD であり、 $G_A(f)$ は架構の相対応答加速度の PSD である。応答変位の PSD ではなく、擬似応答変位の PSD を使用して更にバンドパスフィルター処理を施す理由は、残留変位の影響を取り除くためである。

図 1 6 バンドパスフィルター $B(f)$ の特性

前項の非線形時刻歴解析における平均的等価振動数 f_{eq} の計算例を図 1 7 に示す。最大変位点に対応する等価振動数 $(1/T_\mu)$ よりも、 f_{eq} の方が 18%ほど高振動数側（短周期側）に位置し、 f_{eq} の方がスペクトルの卓越振動数に近いことが分かる。

続いて、平均的等価周期 T_{eq} の最大変位点等価周期 T_μ に対する比を等価周期の低減係数 η とし、次式で定義する。

$$\eta = T_{eq} / T_\mu \quad (28)$$

この定義により前項の非線形時刻歴解析結果から求めた η と平均入力倍率を最大化するダンパー降伏耐力比 R_ϕ の関係を図 1 8 に示す。このとき、図 1 5 (a)(b)(c)における計算条件・パラメータ条件に対応させ、横軸に R_ϕ ととり、縦軸に R_ϕ における η (各入力波および各 T_{F0} について平均化) を計算してプロットしている。図 1 8 より、 η は 0.93~0.69 程度の値を示している。また、 R_ϕ 、 N_{A0} 、 μ_F が大きく、 α_{Fy} が小さいほど、 η が低下する傾向が認められる。

図 1 7 f_{eq} の計算例 (架構擬似応答変位の PSD, フィルター通過後)

図 1 8 η - R_ϕ 関係

6. 最適ダンパー降伏耐力の評価式

6. 1 評価式の提示

本項では、5 節 3 項で得られた等価周期の低減係数 η と 3~4 節の検討結果に基づき、最適なダンパー降伏耐力の評価式を提示する。

まず、 η を用いて非線形応答を考慮した平均的塑性率 μ_{eq} を表す。平均的等価周期 $T_{eq} \propto \sqrt{(\mu_{eq})}$ と考え、架構最大変位点の塑性率 μ_F に η^2 を低減係数として乗じて、 μ_{eq} を次式で算定する。

$$\mu_{eq} = \eta^2 \mu_F \quad (29)$$

そして、伝達関数ピーク振幅を最小化する R_x の近似解(18)式中の μ_F を、(29)式の μ_{eq} に置換することで、非線形応答時の塑性率の低減を考慮した次の最適ダンパー降伏耐力評価式 R_{EVA} を得る。

$$R_{EVA} = \frac{\mu_{eq} N_{A0}}{2\alpha_{Fy}} = \frac{(\eta^2 \mu_F) N_{A0}}{2\alpha_{Fy}} = \eta^2 (R_{Dy} / 2) \quad (30)$$

また、実用性を考慮して簡便さを優先する場合は、(30)式において $\eta^2 = 1/2$ とおくことで、次の簡易評価式 R_{SIMP} を得る。

$$R_{SIMP} = \frac{\mu_F N_{A0}}{4\alpha_{Fy}} = \frac{1}{2} (R_{Dy} / 2) \quad (31)$$

6. 2 評価式の妥当性検証

続いて、前項で提示した評価式を 5 節の解析結果と比較検証する。

まず、(18)式の R_x の近似解と、5 節の非線形時刻歴解析から得られた平均入力倍率を最大化するダンパー降伏耐力比 R_ϕ の比較を図

1 9 に◆印でプロットして示す。ここで横軸は、図 1 5 (a)(b)(c)の平均 ϕ - R 関係から各々求めている。縦軸は、横軸と同じパラメータ条件で(18)式により各々計算している。横軸の R_ϕ は縦軸の R_x の近似解と比べて 85%~50%ほど小さい値となっている。

一方、(30)式の評価式 R_{EVA} の計算結果を縦軸に、 R_ϕ を横軸にとり、図 1 9 に重ねて□印でプロットして示す。このとき(30)式中の η は、図 1 8 で求めた各 η を用いて与えている。図 1 9 より、評価式 R_{EVA} (□印) は、横軸の R_ϕ との対応が大幅に改善し、 R_ϕ と概ね近い値を示している。これより、非線形応答を考慮し等価周期の低減係数 η を用いて補正することの有効性が分かる。

また、(31)式による R_{SIMP} の計算値を縦軸に、 R_ϕ を横軸にとり図 1 9 に重ねて●印でプロットして示す。 R_{SIMP} (●印) は、 R_{EVA} (□印) と比べてやや小さい値を示し R_ϕ に対する精度は若干低下しているが、簡易評価式としては悪くない精度を有しているといえる。

なお、紙面の都合により詳細は省くが、5 節で述べた入力波以外にも告示スペクトル適合波 4 波 (乱数位相 3 波, 1995 JMA 神戸 EW 位相) を用いて 5 節と同様の計算を行い、(30)(31)式の評価式の妥当性が別途確認されていることを付記しておく。

以上より、本論で用いた方法によって、所定の架構塑性率における制振効果を最大化する最適ダンパー降伏耐力を、概ね評価できることが示されたといえる。

本論で提示した(30)(31)式は、告示スペクトル適合波 (工学的基盤) の係数倍入力に対して、架構塑性率 μ_F の目標値と付加系初期剛性比 N_{A0} ($=K_{A0}/K_{F0}$) が与えられたときに、ダンパー降伏耐力の最適値 (あるいは上限値) を簡便に把握するための評価式として、制振設計の一助になるものとする。また逆に、 μ_F の目標値と R ($=F_{Dy}/F_{Fy}$) が与えられたときに、制振効果の観点から最低限必要となる付加系初期剛性比 $N_{A0\text{NEED}}$ の値を把握するためには、(30)式を N_{A0} について解いて導かれる次式が役に立つと思われる。

$$N_{A0\text{NEED}} = \frac{2\alpha_{Fy} R}{\eta^2 \mu_F} \quad (32)$$

図 1 9 R_x の近似解、評価式 R_{EVA} 、簡易評価式 R_{SIMP} と R_ϕ の比較

7. まとめ

本論では、履歴型ダンパー付き RC 造架構を対象とし、地震時の制振効果を最大化するダンパーパラメータを明らかにすることを目

的として、等価線形系モデルの伝達関数に基づく検討を行った。

検討モデルとして、RC 架構と履歴型ダンパーが示す変位依存型の履歴減衰性状をより直接的・簡潔に表現するため、架構とダンパーをそれぞれ複素ばねで置換した複素剛性モデルを使用した。

架構の降伏以降に対象を絞り、架構とダンパーの塑性化に伴う等価な剛性・減衰の変化を考慮した等価線形系の伝達関数を設定し、その評価指標 (H_x ノルム, 重み付き H_2 ノルム) を最小化するダンパー解を非線形応答を考慮して補正することで、最適ダンパー降伏耐力の簡易評価式を提示した。なおこれらのノルムは本来線形系の伝達関数において定義されるものであるが、本論では単に評価指標として等価線形系の伝達関数へ拡張して使用することを試みた。

本論の検討条件の範囲で得られた結論を以下に述べる。

- 1) 等価線形系伝達関数のピーク振幅 (H_x ノルム) を最小化するダンパー降伏耐力比 R_x について検討した。等価線形系モデルにおいて丁度ダンパーが降伏するダンパー降伏耐力比を 1/2 倍することで、 R_x を精度良く近似できることを見いだした。
- 2) 工学的基盤の告示スペクトルに対応するパワースペクトル密度の重み関数を提示し、重み付き伝達関数の 2 乗積分平方根 (重み付き H_2 ノルム) を最小化するダンパー降伏耐力比 R_{H2} について検討した。 R_{H2} と R_x は同程度の値を示す性状がみられ、このため R_x の近似解により R_{H2} を概ね近似できることが分かった。
- 3) パラメトリックな非線形時刻歴応答解析を行い、所定の架構塑性率を生じさせる地震動入力倍率を最大化するダンパー降伏耐力比 R_ϕ について検討した。さらに、時刻歴解析結果から平均的な等価周期を求める方法を提示し、等価周期の低減係数について検討した。
- 4) 等価周期の低減係数を用いて R_x の近似解を補正することで、所定の架構塑性率における制振効果を最大化する最適ダンパー降伏耐力の評価式を提示した。評価式による算定値は、非線形時刻歴解析で得られた R_ϕ と概ね良く対応した。

以上より、本論で述べた方法によって、地震時の制振効果 (具体的には所定の架構塑性率を生じさせる入力レベル) を最大化する最適なダンパー降伏耐力を概ね評価可能であると考えられる。

最後に、本論では 1 層モデルを対象とした基礎的検討にとどまったが、本論の方法は多層モデルや建物地盤相互作用モデル等のより複雑な非線形パッシブ制振系への応用が期待できると考えており、これらの展開は今後の課題としたい。また、本論では入力波に告示スペクトル適合波を用いたが、スペクトル形状が告示波と異なる場合の最適ダンパー解の性状についても今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 倉本洋, 中坂亮, 松本和行: 限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 593 号, pp. 51-58, 2005. 7
- 2) 吉川直子, 倉本洋, 松本和行, 中坂亮: 制振デバイスを有する RC 造建築物の地震応答評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 1315-1320, 2003. 6
- 3) 堀則男, 笠原英典, 前田匡樹, 井上範夫: エネルギー吸収装置を用いた制震設計における装置の必要性能概算手法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 509-510, 2001. 9
- 4) 古間直希, 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: エネルギー釣り合いに基づく純ラーメン RC 建物の制振補強設計手法, コンクリート工学年次論文集,

- Vol. 25, No. 2, pp. 13-18, 2003. 7
- 5) 落合徹, 藤井賢志, 北村春幸: 鋼材系制振ブレースを設置した曲げ破壊型 RC 造建物のエネルギーの釣合に基づく地震応答予測, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 1051-1056, 2007. 6
- 6) 蔭山満, 安井謙, 背戸一登: 連結制振の基本モデルにおける連結パネとダンパーの最適解の誘導, 日本建築学会構造系論文集, 第 529 号, pp. 97-104, 2000. 3
- 7) 蔭山満: 層間ダンパーを用いた減衰設計法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 721-722, 2007. 8
- 8) 安井謙: Maxwell 型の層間ダンパーを有する多質点系モデルの定点に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 620 号, pp. 27-34, 2007. 10
- 9) 白井和貴, 蔭山満, 吉田治, 佐野剛志: 定点理論に基づく層間ダンパーの最適減衰設計に関する基礎的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 575-576, 2008. 9
- 10) 石丸辰治, 三上淳治, 秦一平, 古橋剛: D. M. 同調システムの簡易設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 652 号, pp. 1105-1112, 2010. 6
- 11) 小林正人, 佐藤永, 堀江裕一郎, 洪忠憲: 線形 Maxwell 型ダンパーの非比例配置による高層制振建物の地震時層間変位制御に関する研究一複素剛性を用いた周波数応答関数による地震応答構造の分析一, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp. 57-64, 2007. 9
- 12) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp. 53-62, 2003. 9
- 13) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp. 45-55, 2005. 9
- 14) 秦一平, 石丸辰治, 長谷川純: 非線形粘性ダンパーと弾塑性ダンパーを併用した系の応答性能設計手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 617 号, pp. 47-54, 2007. 07
- 15) K. Inoue and S. Kuwahara: Optimum Strength Ratio of Hysteretic Damper, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, pp. 577-588, 1998
- 16) 劉康志: 線形ロバスト制御, コロナ社, 2002. 1
- 17) 白井和貴, 五十子幸樹, 井上範夫: 履歴型ダンパーを有する RC 造架構を対象とした等価線形化による複素剛性モデルの地震応答解析, 構造工学論文集, Vol. 56B, pp. 107-116, 2010. 3
- 18) 柴田明徳: 等価線形化による非線形地震応答の解析に関する一考察, 東北大学建築学報, 第 16 号, pp. 27-39, 1975
- 19) A. Shibata and M. A. Sozen: Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C, Proc. of ASCE, Vol. 102, St 1, pp. 1-18, 1976. 1
- 20) 尾崎隆司, 高田毅士: 初通過理論を用いたパワースペクトル密度関数と応答スペクトルの相互変換 日本建築学会・荷重指針 (案) に関して, 構造工学論文集, Vol. 49B, pp. 343-349, 2003. 3
- 21) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説 (2004), pp. 468-470, 512-516, 丸善, 2004. 9
- 22) 岡野創, 宮本裕司: 等価線形化法に基づく応答評価式: エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用, 日本建築学会構造系論文集, 第 562 号, pp. 45-52, 2002. 12
- 23) 中村友紀子, 壁谷澤寿海: 瞬間エネルギーを用いた等価線形化手法による弾塑性応答変形の推定, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp. 2573-2578, 1998. 11
- 24) 中村孝也, 堀則男, 井上範夫: 瞬間入力エネルギーによる地震動の破壊特性評価と応答変形の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 513 号, pp. 65-72, 1998. 11
- 25) 石丸辰治, 江原栄次, 石垣秀典, 森川和彦: パッシブ型制震構造物の等価線形化による応答解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第 542 号, pp. 91-98, 2001. 4
- 26) 白井和貴, 五十子幸樹, 井上範夫: 複素剛性表現による RC 1 自由度質点系の等価線形地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 913-918, 2010. 6
- 27) 日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル, 日本免震構造協会, 2005. 9
- 28) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981. 6
- 29) 背戸一登: 構造物の振動制御, コロナ社, 2006. 4

(2010年12月9日原稿受理, 2011年5月13日採用決定)