Architectural Institute of Japan

【カテゴリーII】

日本建築学会構造系論文集 第73巻 第632号, 1735-1743, 2008年10月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 73 No. 632, 1735-1743, Oct., 2008

履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測

SEISMIC RESPONSE PREDICTION FOR STEEL BUILDINGS WITH HISTERETIC DAMPERS BASED ON EQUIVALENT LINEARIZATION TECHNIQUE

石井正人*, 和田　章**

Masato ISHII and Akira WADA

This paper proposes a general method based on equivalent linearization technique using results of static pushover analysis with three dimensional frame model to predict seismic peak responses of steel structures with hysteretic dampers subjected to earthquakes. In this method, the equivalent damping coefficient at a given displacement is obtained by averaging damping coefficients of stationary vibration at displacement amplitude up to that displacement level. Time history response analyses were conducted to ensure accuracy of this method.

Keywords: *Histeretic damper, Response control, Equivalent linearization technique, Equivalent damping coefficient, Response reduction factor, Seismic response analysis*

履歴型ダンパー，制振，等価線形化法，等価減衰定数，応答低減係数，地震応答解析

1. 序論

等価線形化法[1]は，静的解析に基づいて想定する入力地震動の応答スペクトルを用いて直接的に応答予測を行う方法であり，2000年には耐震性能検証法の一つである限界耐力計算法として告示化されている[2]。等価線形化法は，多くの応答解析値を平均化するなどして定められた予測式を用いているので，個々の地震動に対する予測精度は必ずしも良いとは限らないが，等価周期，等価減衰定数，応答低減係数(減衰補正係数，減衰効果係数，応答低減係数など様々な用語があるが，ここでは応答低減係数と呼ぶ)を指標として静的荷重増分解析から包括的に建物の耐震性能を評価できる有用な方法である。等価線形化法に関する研究は盛んであり，特に鉄筋コンクリート構造物を対象として現行の限界耐力計算法をより改善するための研究が倉本らによって[3~6]，制振構造に関する研究は笠井らによって[7~9]精力的に行われている。また，偏心の影響[10]，高次モードの影響[11]，応答低減係数に関する精度検証[12]についての研究なども盛んに行われている。

限界耐力計算法では静的荷重増分解析における各ステップの節点変位と水平力を用いて等価 1 自由度系への縮約が行なわれ，(1)式に示すように代表変位 S_d, 加速度 S_a, 等価周期 T_{eq}, 等価質量 M_{eq}, 部材の塑性化の程度に応じて初期構造減衰定数に付加される等価減衰定数 h_{eq} を計算する。構造物の塑性化の進む各ステップ毎に，基準となる初期減衰定数における応答値に対する当該ステップの減衰定数における応答値の比率を示す係数 $F_h(D_h)$が計算でき，これに基づいて応答値を予測できる[3]。このように，等価線形化法における応答予測結果は，等価周期，等価減衰定数，および応答低減係数の計算法に依存する。等価減衰定数と応答低減係数の双方の考え方を示した研究成果の代表的なものとして，限界耐力計算法と笠井らの方法がある。

$$S_d=\frac{\sum_i m_i\delta_i^2}{\sum_i m_i\delta_i},\quad S_a=\frac{\sum_i P_i\delta_i}{\sum_i m_i\delta_i},\quad T_{eq}=2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}},\quad M_{eq}=\frac{\left(\sum_i m_i\delta_i\right)^2}{\sum_i m_i\delta_i^2}\qquad \text{(1a-d)}$$

ここに　m_i : i 階の質量 , δ_i : i 階の変位 , P_i : i 階の水平力

T_{eq} : 等価周期 , M_{eq}: 等価質量

限界耐力計算法では応答低減係数(F_h)式は(2)式に示す建研式を用い，等価減衰定数 h_{eq} の計算には2通りの方法が示されている。一つは図1，(3)式に示すように各部材の塑性率より各部材の減衰定数を求めてポテンシャルエネルギーの重み付けにより全体の等価減衰定数を計算する方法(告示各部法と呼ぶ)，もう一つは図2，(4)式に示すように S_a-S_d 曲線を面積が等価なバイリニアに置き換えて等価バイリニアの塑性率を求め，等価減衰定数を計算する方法(告示

* ㈱日建設計構造設計室　主査・工修
** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博

Senior Structural Engineer, Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

全体法と呼ぶ)である。(3b)式や(4)式はDegrading型の履歴特性において降伏時の割線剛性に対して除荷剛性の低減率を塑性率の平方根倍としたRC系構造物の定常状態を想定し(係数は$1/\pi$)，これに非定常性を考慮して約0.8倍の係数を乗じ0.25の係数が定められている[2]。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h_{eq}} \tag{2}$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{\sum_k h_{k,eq}\cdot W_k}{\sum_k W_k} \qquad h_{k,eq} = 0.25\left(1-1/\sqrt{\mu_k}\right) \tag{3a, b}$$

ここに　W_k：各部材のポテンシャルエネルギー

μ_k：各部材の塑性率　　h_0：0.05

$$h_{eq} = h_0 + 0.25\left(1-1/\sqrt{\mu}\right) \tag{4}$$

ここに　μ：等価バイリニアの塑性率　　h_0：0.05

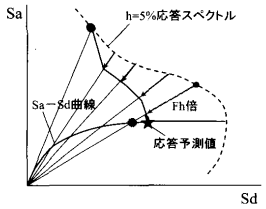


図1　告示各部法

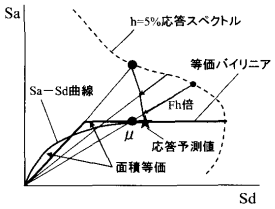


図2　告示全体法

一方，笠井らは多くの時刻歴解析結果に基づき(5)式の応答低減係数(D_h)式を提案し(笠井式と呼ぶ)，等価減衰定数については各変位振幅の定常状態における減衰定数をゼロから当該振幅まで積分し当該振幅で割ることにより平均化して当該振幅の等価減衰定数を計算するNewmark-Rosenblueth の方法を用いている[7,8](平均減衰法と呼ぶ)。この方法は，過去の履歴経験により現在の履歴が大きく変化するRC系の建物への適用は難しいが，各振幅での定常状態における等価剛性と1周の吸収エネルギーが明らかになっていればダンパーなどの非線形性の種類によらず統一した考え方ができる利点がある。この考え方に基づいた研究[9]は笠井らにより主に制振構造を対象にダンパー設計の観点から進められており，任意のダンパー配置に対して簡易に応答予測を行う実務的な方法[13]も提案されている。

例えば主架構を弾性としてバイリニア型の弾塑性ダンパーを有する構造の場合には(6)式のように塑性率μ'における定常状態の等価減衰定数h_{eq}'を塑性率μ'の関数として表し，それを塑性率で積分平均することで平均減衰定数を計算し，応答低減係数式に適用している。また，α=25は多数の観測地震動ついて，α=75はBCJ-L2などの人工地震動ついて誤差が少なくなるように定められた値であるが，係数αを変更することによって特定の地震動に整合させることができる特徴がある。

$$D_h = \sqrt{(1+\alpha h_0)/(1+\alpha h_{eq})} \qquad \alpha = 25, 75 \tag{5}$$

$$h_{eq} = \frac{1}{\mu}\int_0^{\mu} h_{eq}'(\mu')\,d\mu' = h_0 + \frac{2}{\mu\pi p}\ln\frac{1-p+p\mu}{\mu^p} \quad (\mu>1) \tag{6}$$

ここに　$h_{eq}'(\mu') = h_0$　　$(\mu' \le 1)$

$$h_{eq}'(\mu') = h_0 + \frac{2(1-p)(\mu'-1)}{\pi\mu'(1-p+p\mu')} \quad (\mu'>1)$$

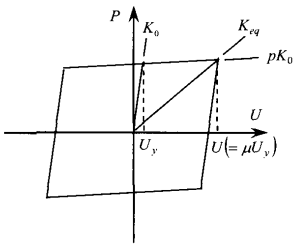


図3 バイリニア型の弾塑性復元力

表1に各種の等価線形化法を整理して示す。いずれの方法も等価剛性は最大変形時の割線剛性である。鋼構造制振骨組への適用を考えると，告示法は検討対象の制振骨組の荷重増分解析結果を用いて等価1自由度系(S_d-S_a関係)縮約を行うことができるが，RC系構造物を対象として定式化されてきた経緯があり，各種制振ダンパーへの適用には工夫が必要であると考えられる。また，平均減衰法は定常状態が明らかであれば各種ダンパーに適用可能な汎用的な方法であるが，笠井らの研究はせん断ばね系を対象としたダンパーの設計法に主眼を置いており，検討対象とする制振骨組モデルの荷重増分解析結果を用いて応答予測を行う検証法については示されていない。

表1　鋼構造骨組に適用する各種の等価線形化手法と4章，5章における検討パラメータ

等価線形化手法	限界耐力計算法(検証法)		③文献7,8)(設計法)	④文献13)(検証法)	⑤提案法(検証法)
	①告示各部法*	②告示全体法*			
適用対象モデル	弾塑性骨組モデル		主架構弾性ばね、ダンパーバイリニアばね		弾塑性骨組モデル
計算方法	静的荷重増分解析		収束計算		静的荷重増分解析
等価1自由度系	S_d-S_a関係等((1)式)		(性能曲線)	等価周期、等価質量	S_d-S_a関係等((1)式)
等価減衰定数h_{eq}の計算法	(3b)式から求まる各部の減衰定数をポテンシャルエネルギーにより重み付けして集計する((3a)式)。	S_d-S_a関係を面積が等価となる完全バイリニアに置換し、その塑性率を(4)式に代入する。	平均減衰法*		
			塑性率の関数で表されるバイリニアばね系の定常状態における減衰定数を積分平均する((6)式)。	塑性率の関数で表されるバイリニアばね系の定常状態における減衰定数を積分平均して各層の減衰定数を求める((6)式)。各層の減衰定数をポテンシャルエネルギーにより重み付けして集計する。	(7b)式から求まる各ステップの定常状態における履歴エネルギーの集計値から計算した減衰定数とS_dの関係を得る。この関係をS_dについて積分平均する((7a)式)。
構造減衰の扱い	h_0=0.05		h_0=0.02		
応答低減係数式	建研式((2)式)		笠井式((5)式)		
4章の比較	h_0=0.02	h_0=0.02	h_0=0.02、笠井式α=25, 75 (等価バイリニア1自由度系では③④⑤は同じ)		
5章の比較	h_0=0.05	—	—	—	h_0=0.02、笠井式α=25, 75

＊：筆者が論文中の説明のために定義した用語

NII-Electronic Library Service

本論文では，表1に⑤提案法として示すように，鉄骨造の柱梁および鋼材ダンパーで構成された骨組の静的荷重増分解析に平均減衰法を直接適用する検証法(2 章)を提案し，予測される減衰定数や応答値などを時刻歴解析結果や告示の方法と比較し，提案法の適用性について検討することを目的とする。提案法は静的解析の各ステップの定常状態から計算される減衰定数 h_c と代表変位 S_d の関係(h_c-S_d 曲線)を S_d について積分平均して等価減衰定数を計算する方法であり，応答低減係数式には笠井式を用いる。4 章では，現行の限界耐力計算法と平均減衰法の対応関係についての傾向を確認するために，建物の弾塑性性状を一般化して表現した等価1自由度系の弾塑性バイリニアモデルを用意して，表1に示す各種の方法の比較を行なう。等価1自由度弾塑性バイリニア系を対象とする場合，表1の③④の方法と⑤の提案法は同一であり，①②の告示法と平均減衰法の比較を行なう。5 章ではラーメン構造および鋼材ダンパーを設置した制振構造の例題建物に表1の①告示各部法と⑤提案法を適用し，適用結果を時刻歴解析結果と比較する。また，時刻歴解析における等価減衰定数の定義や評価を厳密に行なうことは難しいが，本論文では3 章に示す方法を用いて計算した近似値と，等価線形化法による予測値との比較を試みる。

2．骨組モデルへの平均減衰法の適用方法の提案

柱梁およびダンパーで構成された骨組モデルの静的荷重増分解析に平均減衰法を直接適用するために，各ステップの定常状態の等価減衰定数を平均化する方法を提案する。

平均減衰法を適用するにあたり，各変位振幅の定常状態における減衰定数 h_c を S_d の関数と見なし，図4，(7a,b)式に示すように，各荷重増分解析ステップにおいて離散的に得られる i ステップの定常状態における減衰定数 $h_{c,i}$ 値を用いて当該 n ステップの $S_{d,n}$ まで台形積分し当該 $S_{d,n}$ で割ることにより平均化して等価減衰定数 $h_{eq,n}$ を計算する。この方法は各ステップで離散的に計算を行っているため荷重増分の刻み幅によって計算値が変化するという欠点がある。したがって，非線形性が強く減衰定数が急激に変化するような場合には増分刻み幅を小さくする必要があるが，定常状態が明らかとなっていれば速度依存型ダンパーや異種のダンパーが混在する場合にも適用可能である。(7b)式中の $T_{eq,i}$, W_i, $E_{d,i}$, $E_{m,i}$ はそれぞれ i ステップにおける等価周期，全ポテンシャルエネルギー，全ダンパーの定常状態履歴面積，全柱梁塑性化部材の定常状態履歴面積である。なお，時刻歴解析モデルにおいて主架構の1次固有周期，主架構剛性に対する初期剛性比例型として構造減衰を扱うことに対応させるため，(7b)式第一項に主架構のみの1次固有周期に対する等価周期の比 $T_{eq,i}/T_f$ を h_{F0}(=2%)に乗じる。告示法の場合も同様とする。

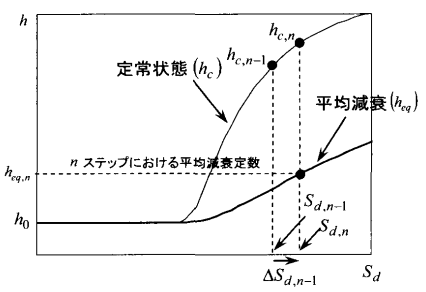


図4 $h_c - S_d$関係に基づく減衰定数の平均化

$$h_{eq,n} = \frac{1}{S_{d,n}} \int_0^{S_{d,n}} h_c dS_d \cong \frac{1}{S_{d,n}} \sum_{i=2}^{n} \frac{1}{2}\left(h_{c,i-1} + h_{c,i}\right) \cdot \Delta S_{d,i-1} \tag{7a}$$

$$\text{ここに} \quad h_{c,i} = h_{cc,i} + h_{dc,i} + h_{fc,i} = \frac{T_{eq,i}}{T_f} h_{F0} + \frac{E_{d,i}}{4\pi W_i} + \frac{E_{m,i}}{4\pi W_i} \tag{7b}$$

次に静的解析モデルへの鋼材ダンパーの組み込み方と定常状態履歴面積の計算方法を示す。一般的な方法であるが，ブレース型の鋼材ダンパーなどの弾塑性ダンパーを弾性の接続部も含めてモデル化し，図5に示すように弾塑性部と接続部弾性剛性 K_b を直列に結合して1つのばね要素として骨組モデルに組み込む。図6に変位振幅を変化させて描いたばね要素の各定常状態の履歴を示す。ばね要素は(8)式のように初期剛性 K_{a1} および降伏後剛性 K_{a2} を設定し(図6 太線)，(7b)式の i ステップにおける定常状態の履歴面積 $E_{d,i}$ は，(9a,b)式で表される各(k 番目の)ダンパーの履歴面積 $E_{d,k,i}$ の和として計算する。

なお，5 章に示す解析例では，柱梁部材の弾塑性性状を MS(Multi-Spring)モデルにより表現するモデル化を行なっており，(7b)式に用いる柱梁塑性化部材の定常状態履歴面積は全ての部材の MS の塑性履歴エネルギーを集計することによって計算する。

$$K_{a1} = \frac{K_{d1}K_b}{K_{d1} + K_b} \quad , \quad K_{a2} = \frac{K_{d2}K_b}{K_{d2} + K_b} \tag{8a,b}$$

$$\delta_{d,k,i} \le F_{dy,k} / K_{d1,k} \text{ の場合} \quad E_{d,k,i} = 0 \tag{9a}$$

$$\delta_{d,k,i} \ge F_{dy,k} / K_{d1,k} \text{ の場合} \quad E_{d,k,i} = 4F_{dy,k}\left(\delta_{d,k,i} - F_{dy,k}/K_{d1,k}\right) \tag{9b}$$

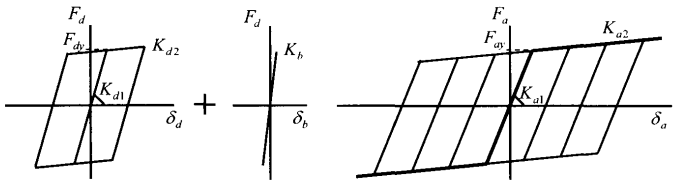


図5 弾塑性ダンパー部と接続部　**図6** 弾塑性ダンパー全体の復元力

3．時刻歴解析における等価減衰定数の評価法

等価線形化法は，等価剛性，等価周期，等価減衰定数，応答低減係数を静的荷重増分解析に基づいて計算する方法であり，等価減衰定数および応答低減係数の評価方法により応答予測精度が左右される。時刻歴解析における等価減衰定数は，(10a～d)式に基づいて継続時間について積分を行なって計算できるものとし，等価線形化法により静的解析から計算される値と比較する。当然のことであるが，初期剛性比例型の構造減衰を設定した弾性剛性・線形粘性系では周期 T_{eq} と剛性マトリックス $\mathbf{K}_f$ が線形であり(10b)式は常に成立する。弾塑性系時刻歴解析では $\mathbf{K}_{eq}$ があらかじめ定まらないため評価は難しいが，等価線形化のための弾性剛性として近似的に主架構の弾性剛性マトリックス $\mathbf{K}_f$ を用いて，S_d 最大時の等価周期 T_{eq} により補正して等価剛性とする。このようにして，(10b,c,d)式により構造減衰，制振部材，主架構の塑性化について減衰定数の近似値がそれぞれ計算できて，それらの合計が全体の減衰定数となると考える。この時，各減衰定数の比は吸収エネルギーの比になり，エネルギー吸収量に見合った値として評価できる。

$$h_{eq} = h_{c.eq} + h_{d.eq} + h_{f.eq} \tag{10a}$$

$$h_{c,eq} = \frac{\pi \int_0^{t_{end}} \dot{\mathbf{u}}^t \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} dt}{T_{eq} \int_0^{t_{end}} \dot{\mathbf{u}}^t \mathbf{K}_{eq} \dot{\mathbf{u}} dt} \cong \frac{\pi \int_0^{t_{end}} \dot{\mathbf{u}}^t \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} dt}{T_{eq}\left(T_f / T_{eq}\right)^2 \int_0^{t_{end}} \dot{\mathbf{u}}^t \mathbf{K}_f \dot{\mathbf{u}} dt} \tag{10b}$$

NII-Electronic Library Service

$$h_{d,eq}=\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f_d}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K_{eq}}\dot{\mathbf{u}}dt}\cong\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f_d}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\left(T_f/T_{eq}\right)^2\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K_f}\dot{\mathbf{u}}dt} \quad (10c)$$

$$h_{f,eq}=\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f_f}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K_{eq}}\dot{\mathbf{u}}dt}\cong\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f_f}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\left(T_f/T_{eq}\right)^2\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K_f}\dot{\mathbf{u}}dt} \quad (10d)$$

ここに　$\dot{\mathbf{u}}$ ：速度ベクトル

$\mathbf{C}$ ：構造減衰マトリックス

$\mathbf{K_f}$：主架構の弾性剛性マトリックス

$\mathbf{f_f}$ ：主架構内力ベクトル

$\mathbf{f_d}$ ：ダンパー内力ベクトル

4．等価1自由度系における比較

鉄骨造の純ラーメン構造や鋼材などの履歴型ダンパーを設置した制振構造を等価1自由度系に縮約する場合，S_d-S_a 曲線などの特徴はダンパーの有無，建物形状や部材配置により様々であるが，図7に示す1次剛性に対する降伏後の2次剛性の比 p の異なる4種類(p=0.0001, 0.25, 0.5, 0.75)の等価1自由度バイリニア系で特徴を模擬し，弾性応答に対する弾塑性応答の応答低減について考える。弾性時の構造物の減衰定数は鉄骨造の時刻歴解析の慣用値 2%と，告示の運用値 5%の場合について検討する。減衰定数 5%の応答スペクトルを基準として等価線形化法を適用し，等価減衰定数 h_{eq} に対応する応答低減係数を表すと図8のようになる。この場合，笠井式については，α=25 に比べて α=75 の方が減衰に対する感度が高いため，応答低減係数そのものの値は h_{eq} が 5%より大きい領域では α=25 に比べて α=75 の方が小さく，5%より小さい領域ではその逆となる。また，建研式による応答低減係数の値は，h_{eq}=2-12%程度の範囲では α=25 および α=75 の笠井式の下限値と概ね同等で，それ以上の範囲ではより小さくなる。なお，告示に従って建研式を適用する場合には h_{eq} は本来の適用範囲外の 5%未満の範囲で使用されることはないが，本検討ではこの範囲で使用している。

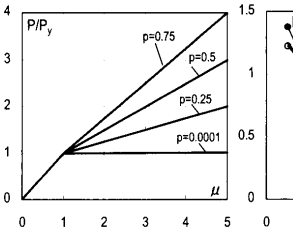


図7 バイリニア特性

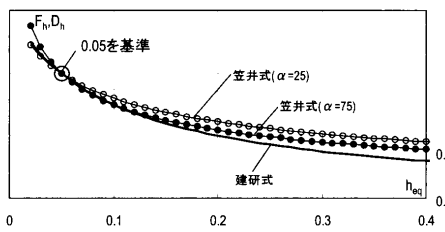


図8 応答低減係数の比較

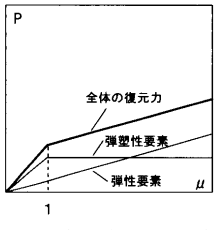
告示各部法については，図9のように全体のバイリニア特性を弾性要素と弾塑性要素に分けて弾塑性要素の塑性率 μ に対して(11a)式に基づいて h_{eq} を求め建研式を適用する。告示全体法については，図 10 に示すように骨格曲線と面積が等価となるように置換した完全バイリニアの塑性率 μ' を(12a)式に代入して h_{eq} を求め建研式を適用する。図7で定義した塑性率 μ と等価完全バイリニアの塑性率 μ' の関係は(12b)式のように表され，2次剛性比 p の変化に応じて図 11 のように表される。p がゼロの場合には μ と μ' は完全に一致するが p が大きいほど差が大きくなることが分かる。

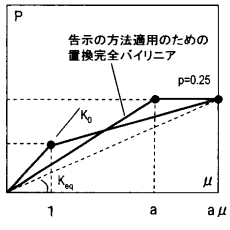
$$h_{eq}=h_0+\frac{h_dW_d}{W}=h_0+\frac{h_d(1-p)}{1+p(\mu-1)} \quad (11a)$$

ここに　$h_d=0.25\left(1-1/\sqrt{\mu}\right)$ (11b)

$$h_{eq}=h_0+0.25\left(1-1/\sqrt{\mu'}\right) \quad (12a)$$

ここに　$\mu'=\mu/\left\{\left(1-P_y/P\right)(\mu-1)-P_y/P-2\mu\right\}\equiv\mu/a$ (12b)





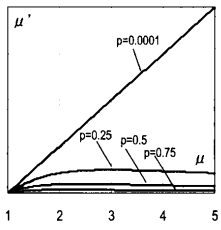


図9 告示各部法の適用　図10 告示全体法の適用　図11 $\mu'-\mu$ 関係

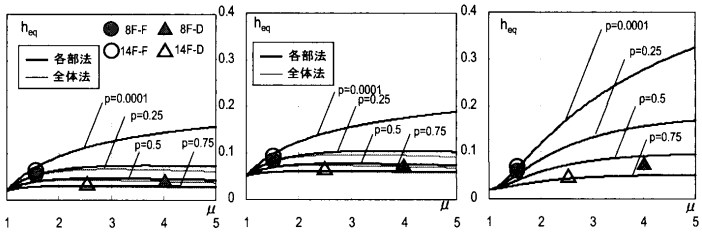
図 12 に，告示各部法，告示全体法については(11)式，(12)式により，平均減衰法については(6)式により計算される μ と h_{eq} の関係を示す。図 13 に h_{eq} を(2)式，および(5)式に代入して計算した応答低減係数 F_h,D_h を示す。また，図 14 に μ を 1～5 まで変化させたときの擬似速度応答スペクトル(S_{pv})・擬似加速度応答スペクトル(S_{pa})一定領域におけるせん断力低減率と変位低減率の関係を示す。(13)式は初期剛性 K_0 時の固有周期に対する塑性率 μ 時の等価周期の比を表しており，初期剛性 K_0 弾性系の応答値に対する弾塑性系の応答値の比は(14)式，(15)式に基づいて計算する。なお，図 12, 13, 14 における○, △などの記号は 5 章に示す建物モデルによる検討結果の一部をプロットしたもので，5章において参照し考察を加える。

$$T_{eq}/T_0=\sqrt{\mu(1-p+p\mu)} \quad (13)$$

$$U/U_0=F_h\cdot T_{eq}/T_0 \qquad P/P_0=F_h\cdot T_0/T_{eq} \quad (S_{pv}\text{一定領域}) \quad (14a, b)$$

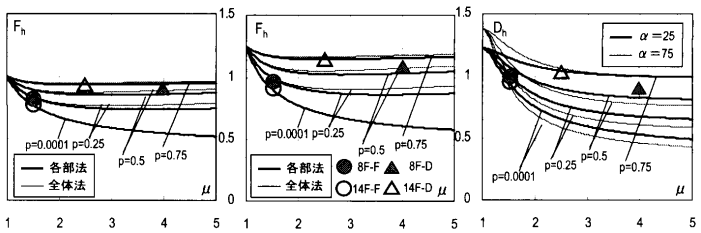
$$U/U_0=F_h\cdot\left(T_{eq}/T_0\right)^2 \qquad P/P_0=F_h \quad (S_{pa}\text{一定領域}) \quad (15a, b)$$

図 12(a, b)より，告示全体法の塑性率の定義はその他の方法と異なるが，(12a)式により計算される h_{eq} の値は p の大小によらず告示各部法とほぼ等しいことが分かる。よって，以後の告示法に関する検討は告示各部法についてのみ行なう。図 12, 13 より，告示法に対して平均減衰法では，p が小さい場合には h_{eq} が大きく評価される傾向があるが，図8で示したように応答低減係数の値も大きく評価されるので結果的に F_h,D_h は同等となる。p が大きい場合の α=25 の平均減衰法の D_h は，塑性率が小さいときは h_0=2%，大きいときは h_0=5%



(a) 告示法(h_0=2%)　(b) 告示法(h_0=5%)　(c) 平均減衰法

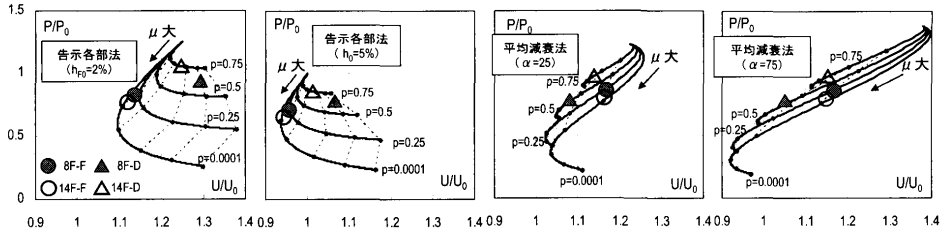
図12 $h_{eq}-\mu$ 関係



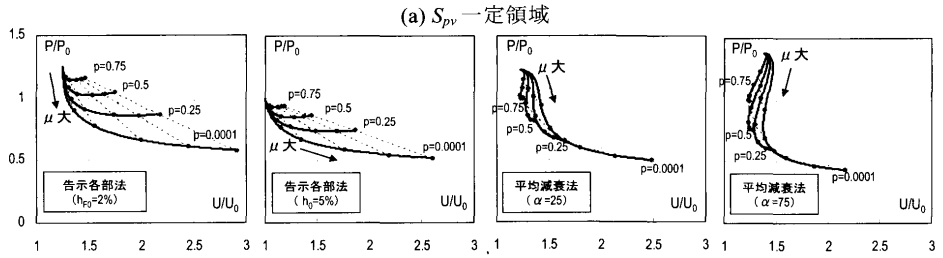
(a) 告示法(h_0=2%)　(b) 告示法(h_0=5%)　(c) 平均減衰法

図13 F_h,$D_h-\mu$ 関係

NII-Electronic Library Service



(a) S_{pv}一定領域



(b) S_{pa}一定領域

図 14 せん断力低減率－変位低減率関係

の F_h と同等となる傾向がある。図 14 より，告示法では h_0 の違いにより特に p が大きい場合や塑性率が小さい場合の応答低減率が異なること，平均減衰法では α=25 に対して α=75 の応答低減率の感度が高いことなどが分かる。

5．例題建物への平均減衰法の適用と精度検証

5.1 建物モデルと入力地震動

図 15 の伏図，軸組図に示す地上 8 階，14 階建ての 2 種類の鉄骨造建物について，純ラーメン構造モデル，鋼材ダンパーを設置した制振構造モデルの Y 方向について検討を行う。部材の構成は，8 階モデルでは柱 450mm 角の箱形断面，梁は成 600－800mm の H 形断面とし，14 階モデルでは柱 450－500mm 角の箱形断面，梁は成 500－700mm の H 形断面とする。鋼材ダンパーは図 16 に示すように設置し，ダンパーの降伏部分の長さは節点間距離の 1/4 とし，降伏部は LY225 材とし，断面積は表 2 のように設定する。接続部の断面積は降伏部断面積の 2.5 倍とする。単位面積あたりの各階床重量は，屋上階を 10 kN/m^2，それ以外の階を 7.5kN/m^2 とする。

静的弾塑性解析，時刻歴応答解析ともに各部材をモデル化した立体架構モデルで解析を行なう。各階剛床仮定を設け，1 階床位置で X,Y,Z 変位を固定する。純ラーメン構造モデルの Y 方向の弾性 1 次固有周期は，8 階モデルでは約 1.5 秒，14 階モデルでは約 2.0 秒である。時刻歴解析における構造減衰は主架構のみの 1 次固有周期に対する初期剛性比例型(h=2%)として設定し，制振構造における構造減衰の設定に際してはダンパー剛性を無視する。

表 3 に検討に用いる入力地震動の諸元を示す。表中に示す継続時間は入力時間から地震動の累積パワーの前後 5%を取り除いた時間である。入力地震動は，工学的基盤における告示波 8 波と観測波 2 波とする[14]。告示波は， EL Centro NS 波，Taft EW 波，Hachinohe EW 波，Tohoku Univ. NS 波，JMA-Kobe NS 波，JR-Takatori EW 波の観測地震動のフーリエ位相を用い，応答スペクトルが告示スペクトルと合うように収斂計算によりフーリエ振幅を調整して作成した[15] 6 波，および包絡関数を位相差分分布で表現し，位相を乱数で与えて作成した[16] 2 波とする。観測波は最大速度 50cm/s に規準化した EL Centro NS 波，JMA-Kobe NS 波の 2 波とする。また，告示波については変形レベルによる等価減衰定数の変化について検討するために，各入力波について入力レベルを 0.5，1.0，1.5，2.0 倍の 4 通りに変化させる。図 17(a)に観測波について，図 17(b)に告示波のターゲットスペクトル(太線)，および告示波全波について擬似速度応答スペクトルを示す。なお，告示波に対する等価線形化法は作成した個々の地震動の応答スペクトルを用いるのではなく，告示ターゲットスペクトルを用いることとする。

5.2 提案法の適用

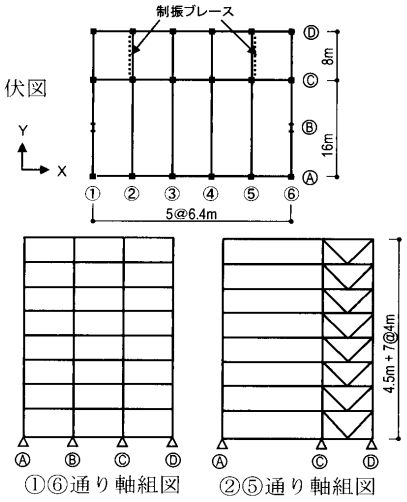
8 階・14 階建てモデルに対して，2 章で示した方法に従って Ai 荷重分布で静的荷重増分解析を行い，平均減衰法を適用する。図 18, 19 に 8 階建てモデル，図 20, 21 に 14 階建てモデルの純ラーメン構造，鋼材ダンパー付制振構造について，静的荷重増分解析から計算される S_a-S_d 関係，等価周期 T_{eq}-S_d 関係，定常状態の等価減衰定数 h_c-S_d 関係，平均減衰定数 h_{eq}-S_d 関係を示す。定常状態の減衰定数については各ステップにおける(7b)式の右辺の 3 項の値と合計値 h_c 値を示し，平均減衰定数についても同様に(7b)式の右辺の各項をそれぞれ積分平均した値と合計値((7a)式)を示す。

8 階モデルについて，図 18, 19 (a)の S_a-S_d 関係によれば主架構の曲線はダンパーの有無によらずほぼ同じである。鋼材ダンパー設置の場合にはダンパーと主架構の剛性比いわゆる K_d/K_f は 1.0 程度となっており，主架構に対するダンパーの分担率は S_d=10cm で約 50%，S_d=20cm で約 25%であることが分かる。図 19(b)に示す等価周期は，ダンパー付加の影響を反映して変形レベルの小さい領域では周期が短くなっているが，ダンパーや主架構(S_d=15cm 程度)の降伏に伴って周期が増大することが分かる。図 18, 19 の定常状態の h_c-S_d 関係によれば，主架構の塑性化によって緩やかに減衰定数が増大し続けること，弾塑性ダンパーの塑性化によって急激に減衰定数が増大し，一定値に収束することなどが分かる。

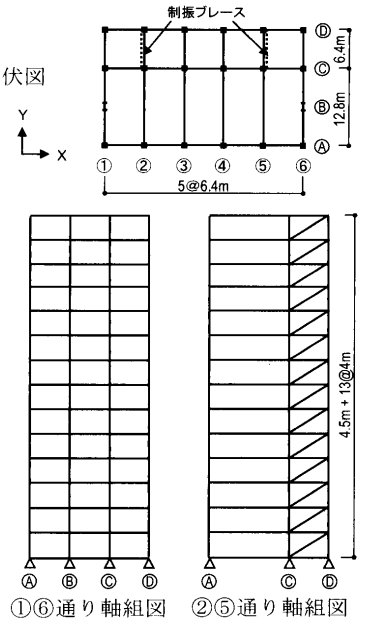
図 18, 19 (d)の平均減衰定数 h_{eq}-S_d 関係によれば，平均化により定常状態で見られた減衰定数の変化が緩和されていることが分かる。

14 階モデルについても，図 20, 21 によると，鋼材ダンパー設置の場合に S_d=40cm における主架構に対するダンパーの力の分担率は約 25%と 8 階モデルの場合と同等であるが，K_d/K_f は 0.5 程度で 8 階モ

NII-Electronic Library Service



(a) 8 階モデル

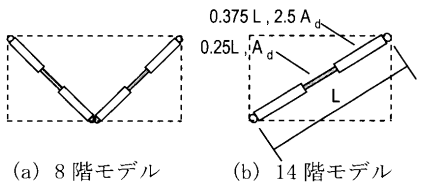


(b) 14 階モデル

図 15 建物モデル

表 2 鋼材ダンパー諸元

モデル	階	$\hat{A}_d$ (cm²)
8階	7～8	22
	4～6	33
	1～3	42
14階	13～14	35
	10～12	51
	7～9	76
	4～6	91
	1～3	102

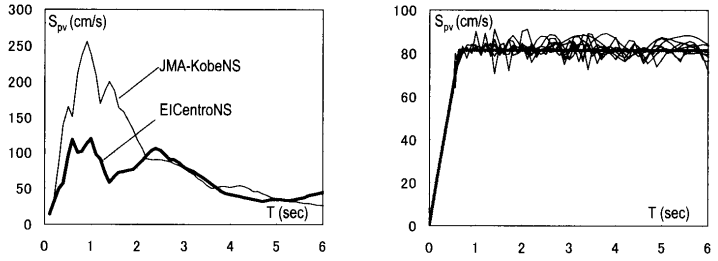


(a) 8 階モデル　(b) 14 階モデル

図 16 鋼材ダンパー設置図

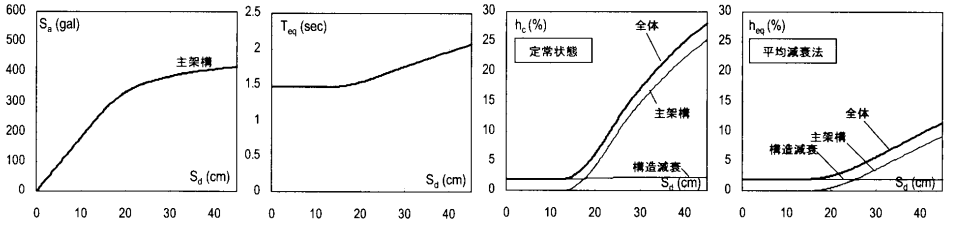
表 3 入力地震動の諸元

入力地震動		最大加速度(cm/s²)	最大速度 (cm/s)	時間刻み (s)	入力時間 (s)	継続時間 (s)
告示波	EL Centro 1940 (NS)　位相	309	48	0.02	60	35
	Taft 1952 (EW)　位相	357	54	0.02	60	40
	Tohoku Univ. 1978 (NS)　位相	292	53	0.02	60	30
	JMA-Kobe 1995 (NS)　位相	294	59	0.02	60	30
	JR-Takatori 1995(EW)　位相	322	62	0.02	60	14
	Hachinohe 1968 (EW)　位相	356	53	0.02	120	79
	ランダム位相-1	393	49	0.01	120	73
	ランダム位相-2	351	54	0.01	120	94
観測波	EL Centro 1940 (NS)	511	50	0.02	50	24
	JMA-Kobe 1995 (NS)	818	91	0.02	50	8



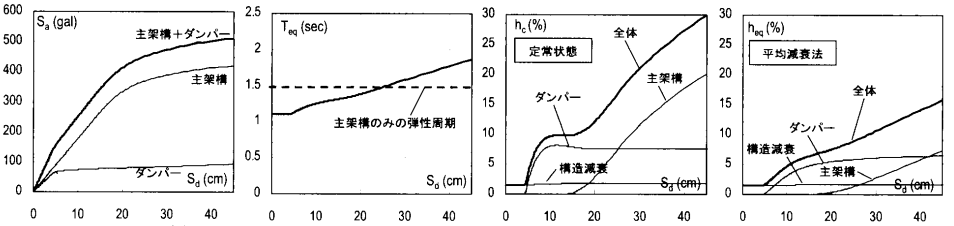
(a) 観測波　(b) 告示波

図 17 入力地震動の擬似速度応答スペクトル



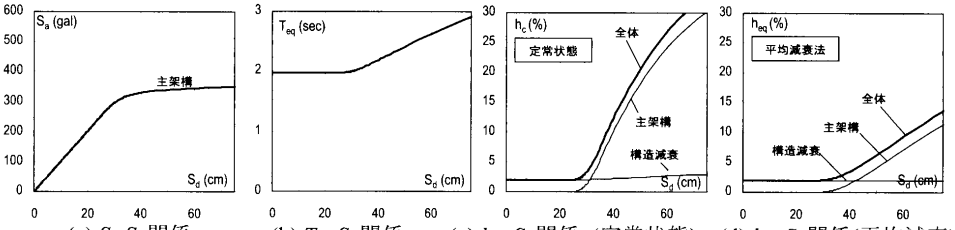
(a) S_a-S_d関係　(b) T_{eq}-S_d関係　(c) h_{eq}-S_d関係 (定常状態)　(d) h_{eq}-S_d関係(平均減衰)

図 18 純ラーメン構造の静的荷重増分解析結果(8 階モデル)



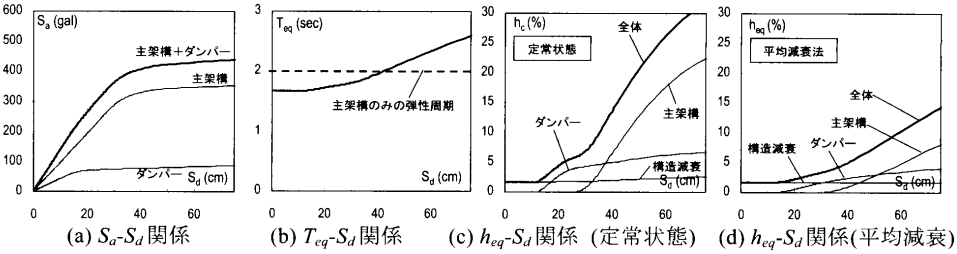
(a) S_a-S_d関係　(b) T_{eq}-S_d関係　(c) h_{eq}-S_d関係 (定常状態)　(d) h_{eq}-S_d関係(平均減衰)

図 19 鋼材ダンパー付制振構造の静的荷重増分解析結果(8 階モデル)



(a) S_a-S_d関係　(b) T_{eq}-S_d関係　(c) h_{eq}-S_d関係 (定常状態)　(d) h_{eq}-S_d関係(平均減衰)

図 20 純ラーメン構造の静的荷重増分解析結果(14 階モデル)



(a) S_a-S_d関係　(b) T_{eq}-S_d関係　(c) h_{eq}-S_d関係 (定常状態)　(d) h_{eq}-S_d関係(平均減衰)

図 21 純ラーメン構造の静的荷重増分解析結果(14 階モデル)

NII-Electronic Library Service

デルの半分程度であり，ダンパー分として評価される等価減衰定数も少ないことなどが分かる。なお，構造減衰は(7b)式第一項($(T_{eq,i}/T_f)h_{F0}$, h_{F0}=2%)として考慮し，告示法ではh_0=5%の一定値とする場合についても検討する。

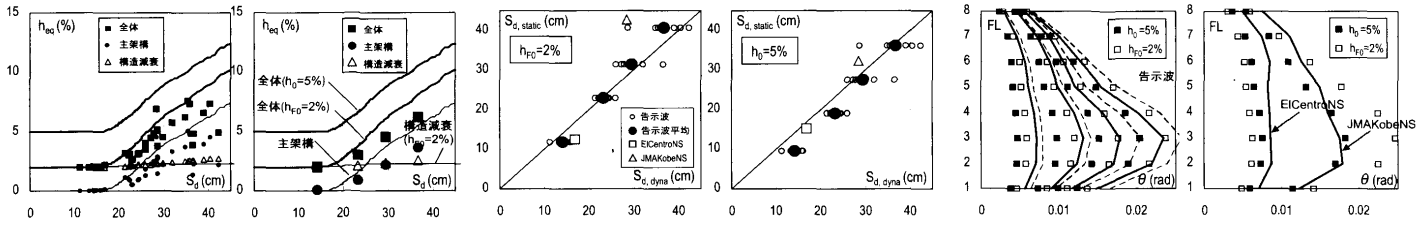
5.3 時刻歴解析結果との比較

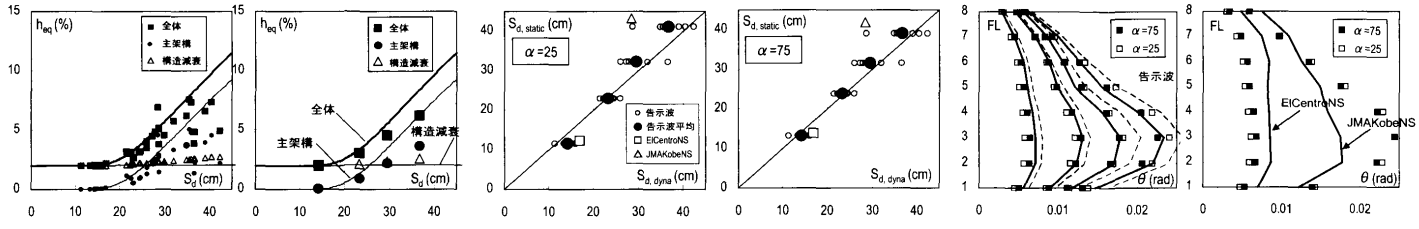
図 22 は，8 階モデルについて前節で示した静的解析による h_{eq}-S_d 関係上に時刻歴解析結果から計算される等価減衰定数の近似値と代表変位 S_d の時刻歴解析における最大値 $S_{d,dyna}$ の関係をプロットしたものである。$S_{d,dyna}$ は時刻歴解析における各ステップの応答値を(1a)式に代入して計算した値の絶対値の最大値とする。図中の△は(10b)式による構造減衰，□は(10c)式によるダンパー減衰，●は(10d)式による主架構の塑性化による減衰，■は(10a)式による全体の減衰に対する減衰定数を表す。左図は全時刻歴解析の結果をそれぞれ小さな記号でプロットしたものであり，右図は告示波について 4 通りの入力レベル毎にそれぞれ 8 波の $S_{d,dyna}$ および h_{eq} の平均値を計算して大きな記号でプロットしたものである。図 25 は同様に 14 階モデルについて示したものである。

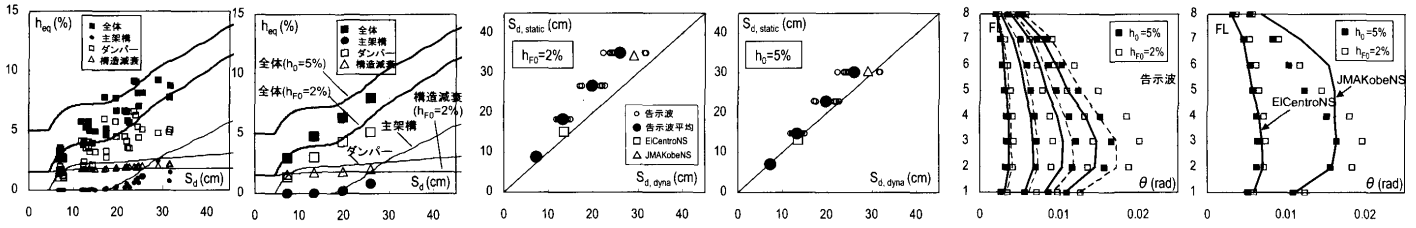
図 22, 25 によれば，鋼材ダンパーおよび主架構の各時刻歴応答値のプロットはばらついているが，各入力レベル毎に平均化したプロットは 8 階，14 階モデルとも提案法による推定曲線と概ね一致しており，3 章に示す平均減衰法の適用方法と 4 章に示す時刻歴解析結果による評価方法が概ね対応することが分かる。提案法の結果によれば，鋼材ダンパーによる減衰定数は 8 階モデルに比べて 14 階モデルで小さく，S_d の増加に伴う上昇も緩やかであり，このような傾向も時刻歴解析値のプロットと整合している。また，図 22, 25(a, c)によれば，時刻歴解析モデルにおける慣用的な構造減衰の設定値 h_{F0}=2%とすることから考えると，鋼構造においては告示の運用値 h_0=5%は過大評価と言える。

図 23, 26 にそれぞれ 8 階モデル，14 階モデルの代表変位の時刻歴解析による最大応答値 $S_{d,dyna}$ と等価線形化法による予測値 $S_{d,static}$ の比較結果を示す。縦軸が予測値，横軸が時刻歴解析結果であり，○は各告示波，●は告示波の平均値，□は ElCentroNS 波，△は JMAKobeNS 波の結果を示す。図 23, 26 における告示波の時刻歴解析結果は，入力レベル，最大応答変位が大きくなるほど結果のばらつきが大きくなっている。8 階，14 階モデル共，純ラーメンモデルについては h_0=5%の告示法において予測値が応答値を下回るが，その他の場合には予測精度は比較的良い。しかしながら，鋼材ダンパーを設置した場合には，予測値は応答解析値に対して過大評価となり，安全側の予測値を与える傾向があり，提案法の予測精度は良いとは言えない。

図 24, 27 にそれぞれ 8 階モデルと 14 階モデルの時刻歴解析によ







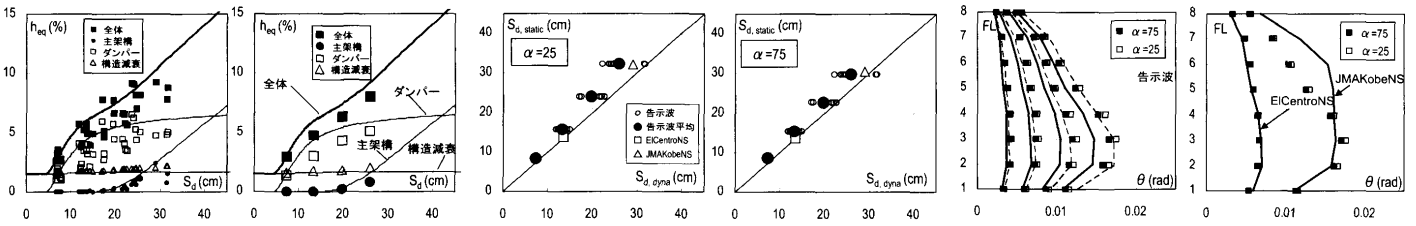


図 22 等価減衰定数の比較(8 階モデル) **図 23** 等価 1 自由度系応答変位の比較(8 階モデル) **図 24** 最大層間変形角の比較(8 階モデル)

NII-Electronic Library Service

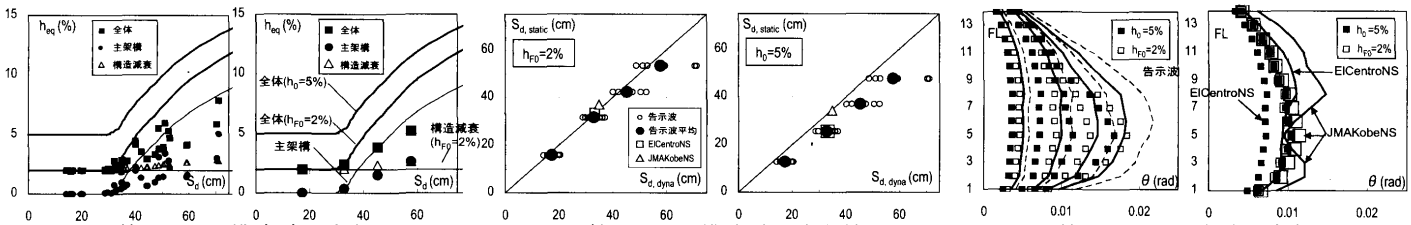
る最大層間変形角と等価線形化法による予測値を示す。それぞれ左図が告示波，右図が観測波の結果である。告示波については，実線が4つの入力レベル毎の時刻歴応答値の平均で，破線は平均値に標準偏差を加えたものである。また，□，■は告示法の場合にはそれぞれ h_{F0}=2%，h_0=5%の予測値を，平均減衰法の場合にはそれぞれ α=25,75 の予測値を示す。告示法では h_{F0}=2%と h_0=5%の場合の差が大きいが，平均減衰法では α による違いは少ない。告示波による検討では，等価1自由度系における結果と同様の傾向が現れている。一方，観測波による検討では，JMA-Kobe 波の場合には ElCentroNS 波の場合に比べて予測精度が劣るが，特に図 27(a, b)では高次モードの影響が適切に考慮できていないことなどが原因と考えられる。

ここで，鋼材ダンパー設置モデルの提案法による予測値が安全側の結果を与える原因を探るために，各モデルを等価1自由度系における S_a-S_d 関係をノーマルトリリニアの1自由度弾塑性バネ系にモデル化して時刻歴解析を行ない，その最大変位を提案法による予測値と比較する。図 28 に示すように，実線で示す S_a-S_d 関係に対して丸印で示す点を結ぶ折れ線でトリリニア化する。

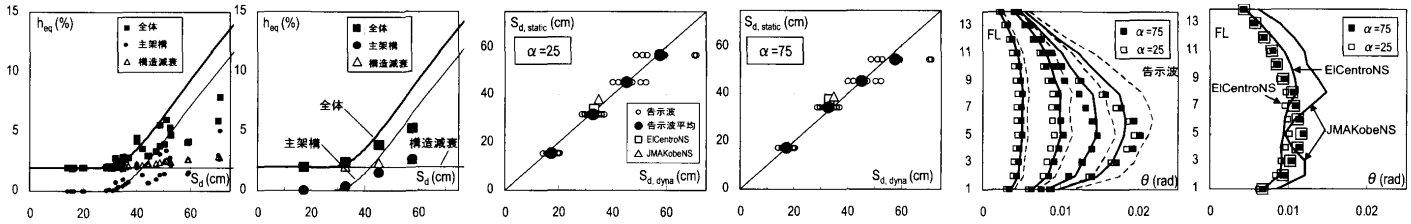
図 29 は横軸に1自由度弾塑性バネ系の時刻歴解析による最大変位，縦軸に提案法による代表変位の予測値を示す。純ラーメンモデル，鋼材ダンパー設置モデル共，提案法による予測値はバネ系の告示波の応答平均値(●)と概ね等しいことが分かる。この結果から文献7)に示されているように，1自由度弾塑性バネ系において笠井式により平均的な応答予測値が得られることが分かる。したがって，提案法による予測値が部材系モデルの時刻歴解析結果に対して安全側の結果を与える理由は，静的解析により把握できていない部材系モデルの振動性状に起因することが予想されるが，本論の検討内容からは不明であり，今後の検討課題とする。

また，本建物モデルにおける各種等価線形化手法に基づく応答予測法の傾向を捉え比較するために，1.5 倍の告示波を入力とした場合を想定して応答低減傾向を 4 章の結果を参照して考察する。図 28(a, b)に示すように，8階純ラーメンモデルでは S_d=30cm 程度の応答値が得られるが，これを S_d=20cm 程度で降伏を開始し，2次剛性比 p=0.15 のバイリニアと見なすと，塑性率 μ=1.5 となる。他のモデルも同様にバイリニアと見なして図中の概算値としての p, μ を求め，4章の図 12, 13, 14 にプロットする。

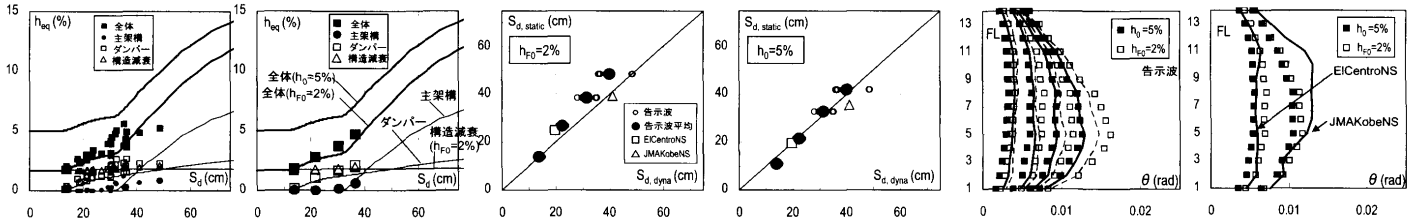
図 12, 13, 14 によれば，平均減衰法における α=25, 75 の違いは少なく，p=0.15, 0.06 と小さく塑性率 μ=1.5 である8階，14階の純ラーメンモデルについては，平均減衰法と h_0=2%とした告示法の結果が概ね整合し，h_0=5%とした告示法では応答低減効果を大きめに評価していることが分かる。一方，鋼材ダンパー設置モデルの平均減衰法の結果は，p=0.6 と大きく，塑性率 μ=4 である 8 階モデルでは h_0=5%とした告示法の結果と概ね整合し，p=0.7，塑性率 μ=2.5 であ



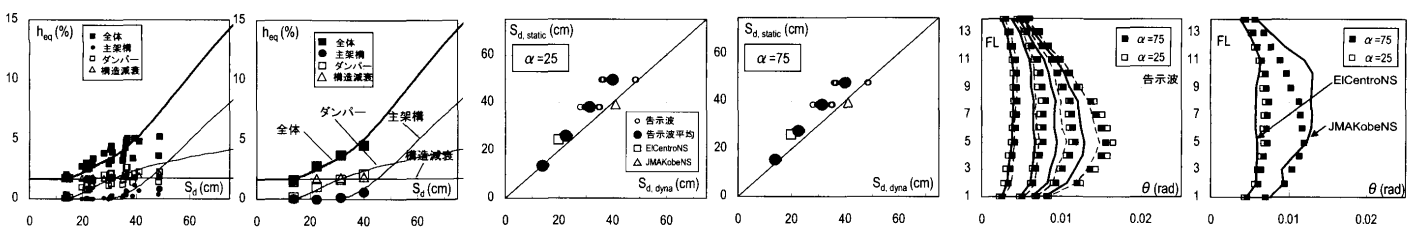
(a) 純ラーメン構造(告示各部法)



(b) 純ラーメン構造(提案法)



(c) 鋼材ダンパー設置制振構造(告示各部法)



(d) 鋼材ダンパー設置制振構造(提案法)

(a) 純ラーメン構造(告示各部法)

(b) 純ラーメン構造(提案法)

(c) 鋼材ダンパー設置制振構造(告示各部法)

(d) 鋼材ダンパー設置制振構造(提案法)

(a) 純ラーメン構造(告示各部法)

(b) 純ラーメン構造(提案法)

(c) 鋼材ダンパー設置制振構造(告示各部法)

(d) 鋼材ダンパー設置制振構造(提案法)

図 25 等価減衰定数の比較(14階モデル)　**図 26** 等価1自由度系応答変位の比較(14階モデル)　**図 27** 最大層間変形角の比較(14階モデル)

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

る 14 階モデルでは h_0 が 2%と 5%の中間的な値となる。

鋼構造建物の時刻歴解析に用いる構造減衰の慣用値が 2%であることを考慮すると，告示法の h_0=5%とする設定は過大であり，特に塑性率が小さい領域あるいは 2 次剛性比が高い領域など，塑性化による等価減衰定数が小さい領域ではその影響が大きいと考えられる。

6．結論

本論文では，まず鋼構造建物に適用する等価線形化法を整理して等価 1 自由度バイリニア系において減衰評価による応答予測傾向を比較した。次に静的解析の各ステップの定常状態から計算される減衰定数と，等価 1 自由度縮約により得られる等価高さ変位の関係（h_c-S_d 曲線）を S_d について積分平均して等価減衰定数を計算する方法を提案し，予測される減衰定数や応答値などを時刻歴解析結果や告示の方法と比較し，提案法の適用性について検討した。限られた建物モデルの検討結果ではあるが，以下に検討結果を要約する。

- 等価 1 自由度バイリニア系による検討から，告示全体法と告示各部法は塑性率の定義が異なるが概ね同等の結果を与えることが分かった。また，告示法と平均減衰法は等価減衰の評価法や応答低減係数式が異なるが，構造減衰を 2%とする平均減衰法は，塑性率の小さい領域では h_0=2%とした告示法，塑性率の大きい領域では h_0=5%とした告示法と概ね同等の応答低減傾向を示すことが分かった。ただし，鋼構造建物の時刻歴解析に用いる構造減衰の慣用値が 2%であることを考慮すると，告示法の h_0=5%とする設定は過大であり，特に塑性率が小さい領域あるいは 2 次剛性比が高い領域など，塑性化による等価減衰定数が小さい領域ではその影響が大きい。
- 提案する等価線形化法による等価減衰定数は，主架構の剛性マトリックスを等価剛性とみなして最大変形時の等価周期で補正して計算した時刻歴解析における値との整合性が認められる。
- 提案法による変位の予測値は，純ラーメンモデルでは告示波による部材系モデルの時刻歴解析結果の平均的な応答値を与えるが，鋼材ダンパー設置モデルでは応答値に対して過大評価となる。この原因については今後の検討課題としたい。

等価線形化法は建物を等価 1 自由度系に縮約して評価する方法であり，損傷集中やねじれ振動が生じにくいようにバランスよく設計された構造システムの応答予測には適した方法である。今後，このような構造システムの提案と等価線形化法による応答評価について研究を進めて行きたい。

謝辞

本研究は，日本建築学会 耐震設計小委員会（ 主査:東京理科大学 北村春幸 教授 ）の活動の一環として行なわれ，東京理科大学 北村春幸 教授，大阪大学 倉本洋 教授，福岡大学 高山峯夫 教授，同委員会各位には貴重なご意見を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版，1981.6
2) 国土交通省建築研究所，他 3 団体：2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説，工学図書，2001.3
3) 倉本洋，勅使川原正臣，小鹿紀英，五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，NO.546，pp.79-85，2001.8
4) 倉本洋：限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮，日本建築学会構造系論文集，NO.587，pp.69-76，2005.1

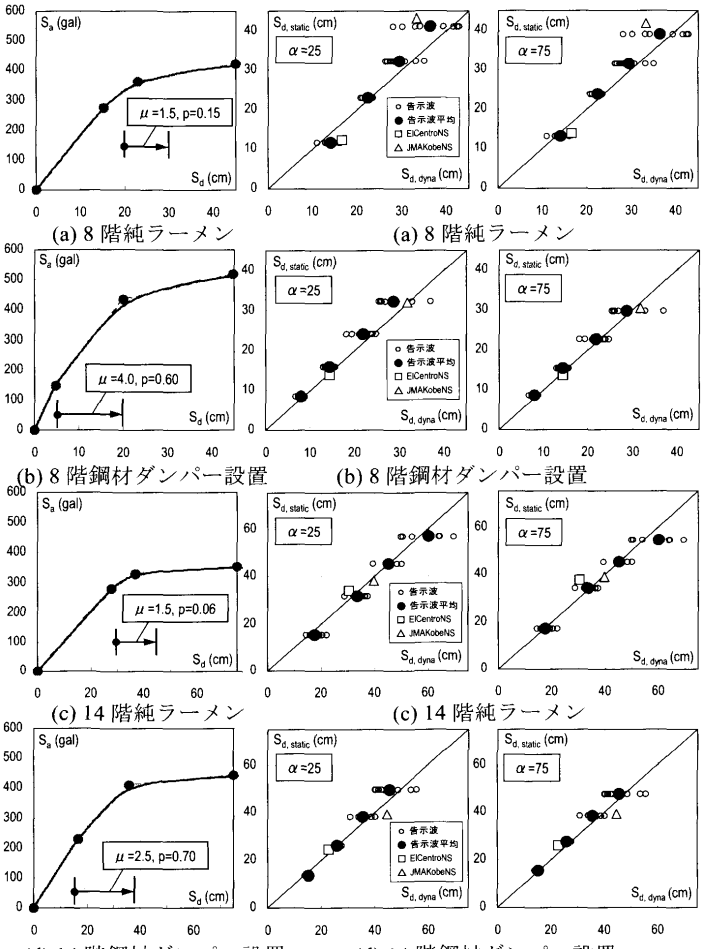


図 28 S_a-S_d 関係のトリリニアバネ置換

図 29 トリリニア 1 自由度弾塑性系応答変位の比較

5) 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，NO.593，pp.51-58，2005.7
6) 星龍典，倉本洋：多層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，NO.616，pp.89-96，2007.6
7) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点系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，No.571，pp.53-62，2003.9
8) 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，NO.595，pp.45-55，2005.9
9) 日本免震構造協会（JSSI）：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，第 1 版 2003.10，第 2 版 2005.9
10) 藤井賢志，中埜良昭：全体崩壊型フレームにより構成された多層偏心骨組の最大応答変位推定手法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，NO.607，pp.149-156，2006.9
11) 岡野 創，小鹿紀英，吉川和秀：高次モードを考慮した等価線形化法によるせん断型モデルの応答評価，日本建築学会構造系論文集，NO.591，pp.113-121，2005.5
12) 張富明：応答の差分に基づく減衰効果係数及び偏りを伴う等価線形系による 1 質点弾塑性系の応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.605，pp.103-110，2006.7
13) 竹内徹，市川康，中島秀雄，笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.583，pp.115-122，2004.9
14) 日本建築学会シンポジウム資料（耐震設計小委員会）：建築物の終局耐震性能評価手法の現状と課題，pp.151-155，2005.5
15) 山根尚志，北村春幸，村上勝英，寺本隆幸：観測地震動の変位特性を用いた設計用人工地震動について（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.287-290，1990.10
16) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994.4

（2008年 1 月10日原稿受理，2008年 7 月 1 日採用決定）

NII-Electronic Library Service