Architectural Institute of Japan

【カテゴリーII】

日本建築学会構造系論文集 第74巻 第635号, 65-73, 2009年1月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 74 No. 635, 65-73, Jan., 2009

速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性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 VISCOUS DAMPERS DEPENDENT ON FRACTIONAL POWER OF VELOCITY 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 viscous dampers dependent on fractional power of velocity 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: *Viscous damper, Response control, Equivalent linearization technique, Equivalent damping coefficient, Response reduction factor, Seismic response analysis*
粘性ダンパー，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]は静的解析結果と入力地震動の応答スペクトルに基づいて応答予測を行う方法であり、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、応答低減係数を指標として包括的に応答低減効果を評価できる有用な方法である。このような等価な線形剛性を想定してその減衰効果を考慮する応答評価法は、主架構の塑性化を許容する従来の耐震構造に比べて、主架構の安定した弾性挙動の中で地震動の入力エネルギーをダンパーに集中的に吸収させて主架構をより弾性（線形）に近い状態に保つことができるパッシブ制振構造に適した方法であることは明白である。

パッシブ制振構造に適用される各種ダンパーの中でも、高分子化合物である粘性体のせん断抵抗や流動抵抗を利用してエネルギー吸収を図る粘性ダンパーは、小変形から大変形に至る幅広い領域で効果を発揮するため、近年多くの建物に適用されている。粘性ダンパーは、壁形状、多層形状、シリンダー形状などの形状で製品化され、設置形式は一般的には図1に示すようにブレース型、壁型、シアリンク型、間柱型などに分類される。

製品化されている主な粘性ダンパーは、粘性力が速度の指数α乗に比例して力を発揮する非線形の速度依存性を有し、αの値は1未満の値を取る非線形ダッシュポット((1)式)としてモデル化されることが一般的である。笠井らは、図2に示すように粘性ダンパーの力学モデルとその評価[2]において、ダンパー装置の内部剛性および設置のための支持材剛性を合わせて「等価支持材剛性 K_b」として捉え、これを非線形ダッシュポットと直列に配置した結合体として扱っている。この結合体は「付加系」という用語で定義され、「等価支持材剛性」と共にパッシブ制振構造のモデル化や性能評価において有用な指標となっている。また、付加系の定常状態における履歴形状は個々の比例係数、振動数、変位振幅、等価支持材剛性の値ではなく、それを包括する損失剛性 K_d"((3)式)の等価支持材剛性に対する比によって一元的に表されるという重要な性質を指摘し[2]、付加系は非線形の微分方程式となるため陽な定常状態の解を得ることができないことから、0から1のα値に対する定常状態の挙動を表すパラメータを、α=0 時の変位依存の性状と、α=1 時の線形ダッシュポットによる速度依存の性状を内挿することで精度良く定式化((10)～(14)式)している。これは粘性ダンパーを設置した制振構造に等価線形化法を適用するためには不可欠であり、貴重な研究成果である。

制振構造の等価線形化法に関する研究[3~5]は笠井らによって主にダンパー設計法という形で精力的に行われており、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検証法も提案されてい

* ㈱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

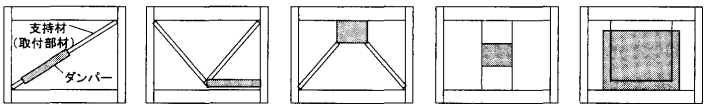
Senior Structural Engineer, Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

る[6]。これらの研究は、主架構を弾性として1質点系や各層骨組をせん断ばね系に置換して検討が行なわれている。一方、筆者らは、ダンパーが架構内に組み込まれた影響を直接的に部材構成モデルの静的解析で考慮する方法について検討を行い、履歴型ダンパーを設置した制振構造について報告を予定している[注1)]。

本論文は、粘性ダンパーを設置した鋼構造建物を限界耐力計算法[7]と同様の方法で柱や梁で構成される骨組モデルの静的弾塑性解析結果に基づいて等価1自由度系(S_a-S_d関係)に縮約[8]を行い、等価線形化法を適用して応答予測を行う検証法を提案し、その精度検証を目的とする。提案手法の特徴は、静的解析モデルに組み込むべき付加系を模擬するバイリニアモデル(静的付加系要素と呼ぶ)および等価減衰定数の設定方法にある。等価減衰定数の設定法は、せん断ばね系における文献[3,4]の方法の拡張法として、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_e と等価高さ変位 S_d の関係(h_e-S_d 曲線)を S_d について積分平均する方法(平均減衰法と呼ぶ)を用いる。検討対象とする粘性ダンパーはシリンダー状の流動抵抗式とし、設置方法は図1(a)のブレース型あるいは図1(b)のシアリンク型のように、ダンパーと支持材から成る付加系が柱梁の交点付近に接合される場合を対象とする。また、ダンパーの速度の指数乗の係数 α は、一般的な鋼構造建物に多く用いられている範囲を考えて、0.1～0.6 とする。主架構は鋼構造骨組として塑性化も考慮する。

以下に本論文の構成を示す。2 章では定常状態における付加系の特性とそれを模擬する静的付加系要素の設定法を示し、3 章では提案する等価線形化法の適用方法を示す。4 章では時刻歴解析における等価減衰定数の評価法を示す。5 章では建物モデルに提案手法を適用し、時刻歴解析結果と等価1自由度系における等価剛性や等価減衰定数、最大応答値などを比較することにより提案法の精度検証を行う。時刻歴解析における等価減衰定数の評価は難しいが、4 章に示す方法を用いて計算した時刻歴解析における動的等価減衰定数と等価線形化法による静的等価減衰定数との比較を試みる。



(a)筋違型 (b)シアリンク型 (c)シアリンク型 (d)間柱型 (e)壁型

図1 ダンパー設置方式

2. 付加系の定常状態と静的付加系要素の設定法

2.1 付加系の定常状態におけるパラメータの設定とその検討範囲

図 2 に示す非線形ダッシュポットと弾性ばねの直列結合体である付加系の定常状態を考える。文献2)に倣って、ダンパー内部剛性 K_d と支持材剛性 K_c をまとめて等価支持材剛性 K_b とし、非線形ダッシュポット部の変形を u_d、力を F_d、付加系の変形を u_a、力を F_a とする。図3は速度の指数乗の係数 α を変化させて、(1)式で表される非線形ダッシュポット部の速度と力の関係を、速度 15cm/s 時の力が 1000kN となるように C_d を決定し、図示したものである。α=0 では変位のみに依存する剛塑性、α=1 では速度のみに依存する線形ダッシュポット、0<α<1 では変位・速度依存の中間的な性質を示す。

$$F_d = C_d \cdot \dot{u}_d^{\alpha} \quad (1)$$

$$F_{dm} = C_d \cdot (\omega u_d)^{\alpha} \quad (2)$$

$$K_d'' = \frac{F_{dm}}{u_d} = C_d \cdot \omega^{\alpha} \cdot u_d^{\alpha-1} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{K_d''}{K_b} = \frac{F_{dm}}{u_d K_b} = \frac{C_d \cdot \omega^{\alpha} \cdot u_d^{\alpha-1}}{K_b} \quad (4)$$

$$\lambda_0 = \frac{C_d \cdot \omega^{\alpha} \cdot u_{d0}^{\alpha-1}}{K_b} \quad (5)$$

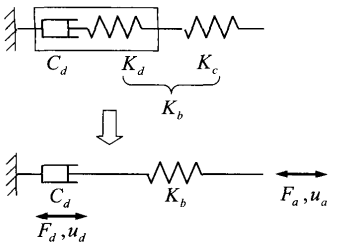


図2 付加系

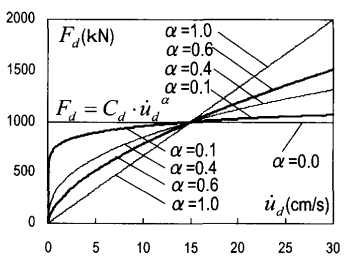


図3 $F_d - \dot{u}_d$ 関係

振幅 u_d、固有振動数 ω の定常状態を考えると、ダッシュポット部の最大力 F_{dm} は(2)式、損失剛性 K_d'' は(3)式のように表わせる。等価支持材剛性 K_b を考慮する場合、損失剛性 K_d'' の K_b に対する比を λ((4)式)とすると、付加系の定常状態における履歴形状は λ により一元的に表されるという重要な性質がある[2]。一方、ダンパーとその支持材(付加系)の設計では C_d, α, K_d が決定され、設置する主架構の性状により ω が決まり、外乱により付加系に変形 u_a が与えられる。この時、付加系変形 u_a の変化に伴って u_d が変化するため、λ は一義的に定まらない。そこで、ある付加系に対して一義的に λ 値を規定するために基準付加系変位振幅 u_{a0} に対する値を、このときのダッシュポット部変位振幅を u_{d0} として(5)式のように λ_0 とする。u_{a0} と λ_0 の関係は相対的であり、任意の u_{a0} を選択して表現することが可能であるが、ここでは一般的な制振構造の大地震時の付加系最大変形時を想定して u_{a0} を 4cm として検討を進める。

ダンパーの内部剛性 K_d は、粘性体のせん断抵抗を利用する場合は比較的大きいが、シリンダー形状のダンパーにシリコンオイルなどの作動油とオリフィスを用いる機構の場合にはそれに比べて小さく、主に作動油の圧縮特性やピストン機構などに依存した値を考慮する必要がある。想定する最大負担力に応じてシリンダーサイズなどが決定され製品化されることが一般的で、一部のメーカの公表値[5]によると内部剛性の値は最大負担力 F_{dm} に概ね比例する形で(6)式のように一般化できる傾向があり、比例係数 γ_d は 2.0～4.0 程度となる。

また、支持材剛性 K_c については、5 章に示す 14 階建て例題建物に設置する場合を例に具体的に考える。図 4 にスパン 6.4m、階高 4m の柱と大梁で囲まれた領域に付加系を対角線状に設置する場合の概念図を示す。節点間距離約 7.5m の内訳を、両端の剛域長 l_g をそれぞれ 0.5m、それらの和を 1m とし、シリンダー形状のダンパー部の長さ l_d を 1.5m、支持材の長さ l_c を 5m とする。支持材の断面積をダンパー最大負担力 F_{dm} に対して軸応力度が σ=10kN/cm^2 となる条件で決定すると、支持材剛性 K_c は比例係数を γ_c=E/(σ l_c)= 20500 / (10・500)≒4.0 として(7)式のように表せる。

$$K_d(kN/cm) = \gamma_d \cdot F_{dm}(kN) \quad (6)$$

$$K_c(kN/cm) = \gamma_c \cdot F_{dm}(kN) \quad (7)$$

$$K_b(kN/cm) = \gamma_b \cdot F_{dm}(kN) \quad (8)$$

ここに $\gamma_b = \gamma_d \gamma_c / (\gamma_d + \gamma_c)$

$$\lambda = \frac{F_{dm}}{u_d K_b} = \frac{1}{u_d \gamma_b} \quad (9)$$

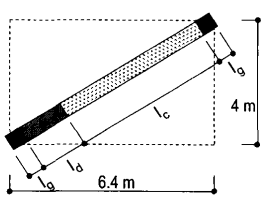


図4 筋違型ダンパー設置図

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

以上の検討からたとえばγ_dおよびγ_cをそれぞれ4.0と仮定すると、等価支持材剛性K_bとF_{dm}の関係は(8)式のように比例関係となり、比例係数γ_bは2.0となる。この時、(4)式よりλはγ_bとu_dを用いて(9)式のように表せる。λの検討範囲を1.0以下、u_{a0}を4cmとする場合、後述する図8によりu_{d0}は2～4cm程度となり、λ_0はu_{d0}=2cm時の値$\lambda_0=1/(u_{d0}\gamma_b)=1/(2\cdot 2)=0.25$以下となる。一般的には$u_{a0}$を4cmとして$\lambda_0$を評価する場合には、$\gamma_d$と$\gamma_c$の変動幅を考慮しても0.25の4倍である1.0以下の範囲で検討しておけば現実的には十分と考えられる。なお、5章の例題建物の検討における付加系最大変形は5cm程度となるので、u_aの検討範囲は0～6cmとする。

2.2 静的付加系要素の設定法

前節の各種パラメータの範囲の検討結果から、α=0.1, 0.4, 0.6の付加系について、付加系変位振幅u_{a0}=4cm、固有振動数$\omega=\pi$の定常状態においてλ_0=0.01, 0.02, 0.04, 0.07, 0.10, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0を満たすようにC_dおよびK_bを決定し、F_aとu_aの関係について検討する。F_aとu_aの関係は非線形の微分方程式となり陽に解は求まらないため、近似解との比較に用いる定常状態の正解値は数値積分法による解析値とする。所定のλ_0を有する付加系の決定に当たっては$C_d=250/(4\pi)^{1-\alpha}$ (kN(s/cm)$^\alpha$)としてK_bは収束計算により求める。収束計算はu_{a0}=4cmの付加系定常状態においてu_{d0}の解析値を(5)式に代入し、所定のλ_0になるまでK_bを変化させる過程を繰り返す。

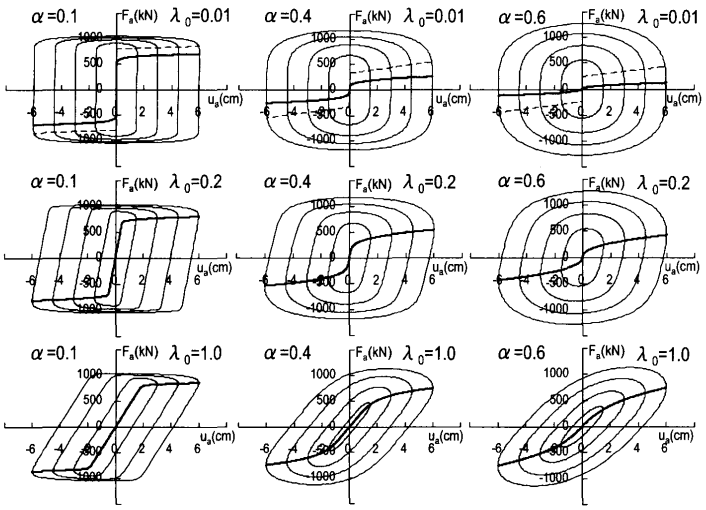


図5 付加系の定常状態履歴

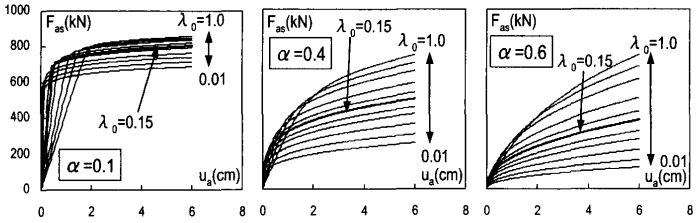


図6 付加系の定常状態におけるF_{as}-u_a関係

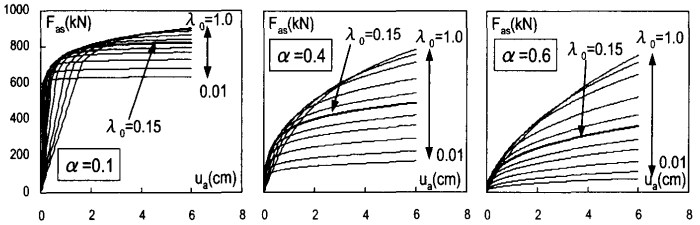


図7 付加系の定常状態におけるF_{as}-u_a関係の近似値

図5は前述の方法で決定したC_d, K_bから構成される付加系の振幅u_aを1.5, 3.0, 4.5, 6.0cmと変化させて各変位振幅における定常状態の履歴を数値積分法によって求め、λ_0=0.01, 0.2, 1.0における履歴を描いたものである。付加系はλ_0の値や振幅u_aにより定常状態の履歴形状が変化することが分かる。図中の太実線は定常状態において変位が最大となる点をつなぎ合わせたものであり、この点の付加系の力をF_{as}とする。この曲線(F_{as}-u_a関係)は等価線形化法におけるダンパーの等価剛性を評価する上で重要な意味を持つ。図6は、αとλ_0を変化させた場合のF_{as}-u_a関係の解析結果による正解値を示したものである。

文献2)により、定常状態における付加系変位振幅u_aが与えられれば、順次(10),(11),(12)式の計算を経て(13)式で表される貯蔵剛性の近似式によって、(14)式に示す定常状態における最大振幅時の付加系に作用する力F_{as}を計算できることが報告されており、これらの近似式を用いる。ある付加系に着目してC_d, ω, K_bを一定とする場合には、(14)式のF_{as}はu_aのみの関数となる。図7はαとλ_0をパラメータとし、u_aを0～6cmまで変化させて(14)式のF_{as}を描いたものである。また、図8, 9にこのときのu_aに対するu_dおよびλの関係を示す。実線は(11)(12)式による近似式の値で破線は正解値である。図9よりu_{a0}=4cmで所定のλ_0を満たすようにC_d, K_bを決定したとき、それより小振幅の領域におけるλの値はλ_0より大きくなることが分かる。文献2)の記述の通り、図7の近似値は図6の正解値と、図8,9では実線の近似式の値は破線の正解値と良い対応を示している。

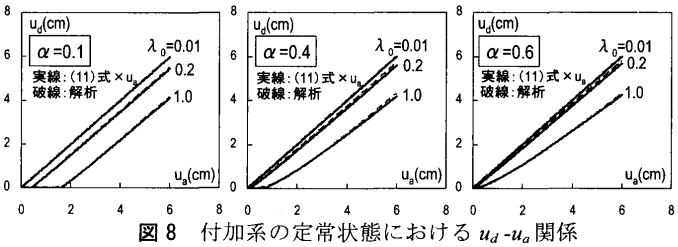


図8 付加系の定常状態におけるu_d-u_a関係

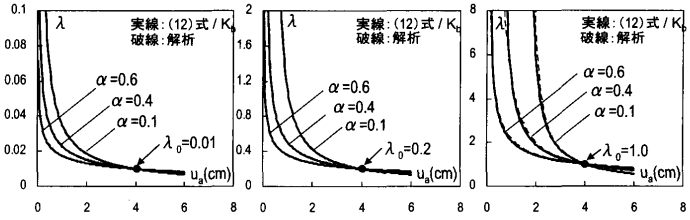


図9 付加系の定常状態におけるλ-u_a関係

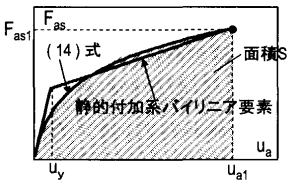


図10 静的付加系要素の特性

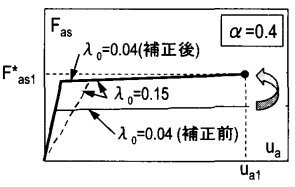


図11 静的付加系要素の補正

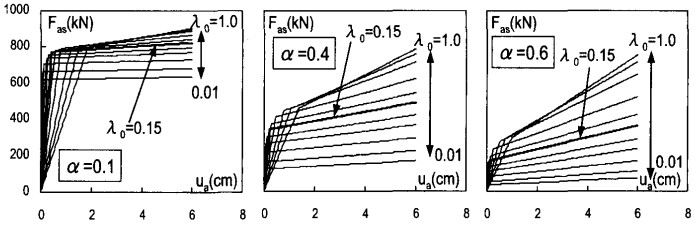


図12 静的付加系バイリニア要素の特性

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

$$ {}_pK''_d = C_d \cdot \omega^{\alpha} \cdot u_a^{\alpha-1} \tag{10} $$

$$ \frac{u_d}{u_a} = \frac{1+\left(\alpha^{0.65}-1\right)\cdot {}_pK''_d/K_b}{\left(1+\left({}_pK''_d/K_b\right)^2\right)^{0.5\alpha}} \geq 0 \tag{11} $$

$$ K''_d = {}_pK''_d \cdot (u_d/u_a)^{\alpha-1} \tag{12} $$

$$ K'_a = K_b \frac{\left(K''_d/K_b\right)^{1+\alpha}}{1+\left(K''_d/K_b\right)^{1+\alpha}} \tag{13} $$

$$ F_{as}(u_a) = K'_a \cdot u_a \tag{14} $$

静的解析に用いる骨組モデルにおいて付加系の変形(実効変形[10])を適切に考慮するためには、F_{as}-u_a関係として表された静的な付加系要素を組み込む必要がある。静的骨組モデルへの組み込みを容易にするために、弾性勾配をK_bとするバイリニアモデルにより静的付加系要素を設定することを提案する。以下に要素の設定法を示す。

図 10 に示すように、付加系においてバイリニア化の基準となる付加系変位u_{a1}(λ_0設定のためのu_{a0}とは区別する)を決定し、(14)式よりF_{as}-u_a曲線上の点(u_{a1},F_{as1})を求め、この点を通るバイリニアモデルを設定する。(14)式によるF_{as}-u_a関係を 0 からu_{a1}までu_aについて離散化して積分する((15)式)ことにより面積 S を求め、履歴面積が S に等しくなるように弾性勾配K_1=K_bとするバイリニアモデルを設定する。このとき、降伏後の勾配K_2は(17)式により計算される。

図 6,7 によると、F_{as}-u_a関係は変位の増大に伴って接線剛性が減少し一定値に収束していく傾向がある。したがって、本論文ではバイリニア化のための基準とする付加系変位 u_{a1} は、想定される付加系の最大応答変形付近であること、接線勾配が安定した領域であることを考慮してu_{a1}=4cm とする。

$$ S = \int_0^{u_{a1}} F_{as}(u_a)du_a \cong \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{2}\left(F_{as,i-1}+F_{as,i}\right)\cdot \Delta u_a \tag{15} $$

$$ K_1 = K_b \tag{16} $$

$$ K_2 = \frac{F_{as1}-K_1 u_y}{u_{a1}-u_y} \qquad u_y = \frac{2S-F_{as1}u_{a1}}{K_1 u_{a1}-F_{as1}} \tag{17a,b} $$

ところで、図 5 における各αのλ_0=0.01 の場合の履歴形状に現れているように、λ_0が小さいときには、最大変形付近において変形が変わらずに力のみが大きく変化する領域が存在する。数値計算上は太実線で示すところが F_{as} となるが、モデル化上は破線で示すように力が急落する前の力のレベルを評価することが骨組内における付加系変形を適切に考慮するためには必要であると考えられる。そこで、λ_0<0.15 の場合には、前述の バイリニア化の起点(u_{a1},F_{as1})、および降伏後剛性K_2をλ_0*=K_d''/K*$_b$=0.15 となるK*$_b$から計算することとする。具体的には、λ_0<0.15 の場合には収束計算により、まず付加系変形u_{a0}においてλ_0*=0.15 となるK*$_b$を計算する。次にu_{a1}、K*$_b$に対応する履歴面積 S を(15)式から計算し、(17a)式によりK_2を決定する。図 11 はα=0.4, λ_0=0.04 の場合の上記の補正のプロセスを図示したものである。図 5 の破線も同様に計算したものである。なお、静的解析の各ステップにおいて、変形レベルに応じて全体系

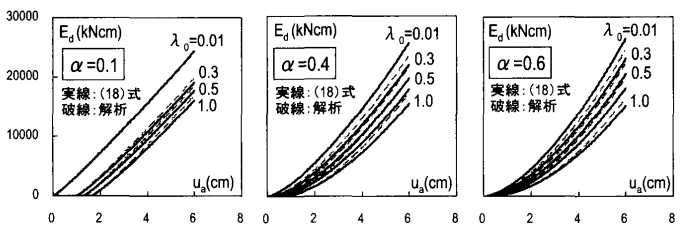


図 13 付加系の定常状態における履歴エネルギーの比較

の等価周期は変化するが、(10)式中のωの値の若干の変化が付加系バイリニア形状に与える影響は少ないと考え、例題建物による検証では、主架構のみの弾性 1 次固有周期を用いて静的付加系バイリニア要素を作成する。図 12 はαとλ_0を変化させた静的付加形要素の特性であり、図 6 のF_{as}-u_a関係を精度良く模擬できていることが分かる。また、図 13 は定常状態における付加系の履歴面積について示したものである。図中の実線が文献 2)に示されている近似式((18)式)で計算した結果を、破線は正解値を示す。近似式による結果は正解値と良く対応していることが分かる。3 章で述べる等価減衰定数の計算における付加系の履歴エネルギーの計算は(18)式を用いる。

$$ E_d = 4e^{-0.24\alpha}\cdot K''_d \cdot u_d^{\,2} \tag{18} $$

3．静的解析に基づく等価線形化法

3.1 等価 1 自由度系縮約と応答低減係数

静的解析結果に基づく等価 1 自由度系への縮約は限界耐力計算法と同様の方法[7,8]で行う。2 章で示した付加系バイリニア要素を組み込んだ骨組モデルを作成し、Ai 分布荷重により静的荷重増分解析を行なう。(19)式により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 自由度系への縮約を行い、代表変位S_d、加速度S_a、等価周期T_{eq}、等価質量M_{eq}を計算する。等価減衰定数h_{eq}は 3.2 節に示す方法により計算する。応答低減係数の計算には(20)式の笠井式[3]を用いる。なお、(20)式中の係数βは文献 3)ではαと表現されているが、ダンパーにおける速度の指数乗の係数αと区別するためにβとすることを断っておく。D_h式中の係数β=25 は多数の観測地震動ついて、β=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β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。本論文ではh_0=0.05 とし、β=25 および 75 の場合について検討する。

$$ S_d = \frac{\sum_i m_i\delta_i^2}{\sum_i m_i\delta_i},\ S_a = \frac{\sum_i P_i\delta_i}{\sum_i m_i\delta_i},\ T_{eq} = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}},\ M_{eq} = \frac{\left(\sum_i m_i\delta_i\right)^2}{\sum_i m_i\delta_i^2} \tag{19a-d} $$

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

$$ D_h = \sqrt{\left(1+\beta h_0\right)/\left(1+\beta h_{eq}\right)} \qquad \beta = 25,75 \tag{20} $$

3.2 平均減衰法の適用による静的等価減衰評価法

柱梁および付加系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。この方法は笠井らが鋼材ダンパーの設計法において用いている Newmark-Rosenblueth の方法[3,4]を等価 1 自由度系に拡張したものである。

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 14、(21a,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異種のダンパーが混在する場合にも適用可能であるという利

NII-Electronic Library Service

点がある。(21b)式中の $T_{eq,\,i}$, W_i, $E_{d,i}$, $E_{m,j}$ 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、全付加系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。また、(21a)式を(22)式のように各項を分離してそれぞれ積分平均した形で示すと、各項はそれぞれ構造減衰、付加系による減衰、主架構の履歴減衰の寄与分として表現できる。

$$h_{eq,n}=\frac{1}{S_{d,n}}\int_0^{S_{d,n}}h_c\,dS_d\cong\frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(h_{c,i-1}+h_{c,i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1}\tag{21a}$$

$$\text{ここに}\quad h_{c,i}=h_{cc,i}+h_{dc,i}+h_{fc,i}=\frac{T_{eq,i}}{T_f}h_{F0}+\frac{E_{d,i}}{4\pi W_i}+\frac{E_{m,i}}{4\pi W_i}\tag{21b}$$

$$\begin{aligned}h_{eq,n}\cong&\frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{h_{F0}}{2T_f}\left(T_{eq,i-1}+T_{eq,i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1}\\&+\frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(\frac{E_{d,i-1}}{4\pi W_{i-1}}+\frac{E_{d,i}}{4\pi W_i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1}\\&+\frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(\frac{E_{m,i-1}}{4\pi W_{i-1}}+\frac{E_{m,i}}{4\pi W_i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1}\end{aligned}\tag{22}$$

$E_{d,i}$ は各ステップにおける付加系変位 u_a を(10),(11),(12)式に順次代入し、(18)式により計算される値を全付加系について集計する。ここで、(10)式中の ω は静的増分解析の各ステップにおいて(19c)式から計算した値($\omega_{eq}=2\pi/T_{eq}$)を用いる。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、(21b)式の $E_{m,i}$ は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。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、(21b)式第一項では主架構のみの 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。

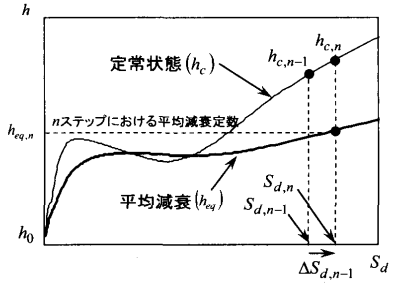


図14 h_c-S_d関係に基づく減衰定数の平均化

4. 時刻歴解析における動的等価減衰定数の評価法

時刻歴解析における等価減衰定数は、(23a～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(21a)式あるいは(22)式の値と比較する。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(23b)式は常に成立する。非線形系時刻歴解析では $\mathbf{K}_{eq}$ 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、(23b,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。

$$h_{eq,dyna}=h_{c.eq,dyna}+h_{d,eq,dyna}+h_{f,eq,dyna}\tag{23a}$$

$$h_{c,eq,dyna}=\frac{\pi\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K}_{eq}\dot{\mathbf{u}}dt}\cong\frac{\pi\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\left(T_f/T_{eq}\right)^2\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K}_f\dot{\mathbf{u}}dt}\tag{23b}$$

$$h_{d,eq,dyna}=\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f}_d{}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K}_{eq}\dot{\mathbf{u}}dt}\cong\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f}_d{}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\left(T_f/T_{eq}\right)^2\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K}_f\dot{\mathbf{u}}dt}\tag{23c}$$

$$h_{f,eq,dyna}=\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f}_f{}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K}_{eq}\dot{\mathbf{u}}dt}\cong\frac{\pi\int_0^{end}\mathbf{f}_f{}^t\dot{\mathbf{u}}dt}{T_{eq}\left(T_f/T_{eq}\right)^2\int_0^{end}\dot{\mathbf{u}}^t\mathbf{K}_f\dot{\mathbf{u}}dt}\tag{23d}$$

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
$\mathbf{f}_d$ ：付加系内力ベクトル

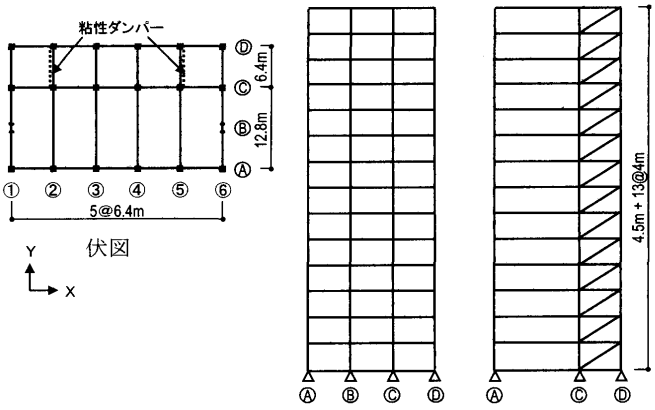


図 15　建物モデル　①⑥通り軸組図　②⑤通り軸組図

表 1　粘性ダンパーによる付加系の諸元

階	最大負担力	$C_d(kN(s/cm)^\alpha)$			K_c	K_d	K_b	$\lambda_0(u_{a0}=4cm,T=2.0s)$		
		α=0.1	α=0.4	α=0.6	(kN/cm)	(kN/cm)	(kN/cm)	α=0.1	α=0.4	α=0.6
10-14	1000kN級	667	339	222	4100	4000	2025	0.106	0.116	0.126
7-9	1500kN級	1001	508	332	6150	6000	3037	0.106	0.116	0.126
1-6	2000kN級	1335	677	443	8200	8000	4049	0.106	0.116	0.126

5. 例題建物への提案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 14 階建ての鉄骨造建物に粘性ダンパーを設置した制振構造の Y 方向について検討を行う。部材構成は、柱 450－500mm 角の箱型断面、梁は成 500－700mm の H 形断面とする。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。主架構のみのモデルの Y 方向の弾性 1 次固有周期 T_f は約 2.0 秒である。

軸組図に示すように粘性ダンパーをブレース型として各階 2 箇所ずつ設置する。表 1 に粘性ダンパーによる付加系の諸元を示す。全てのダンパーの α を 0.1 とするケース、同様に 0.4 あるいは 0.6 とするケースの計 3 つのケースについて検討を行なう。ダンパーは作動油を用いるシリンダー状の流動抵抗式を想定し、2.1 節に示した考え方にしたがってダンパーの内部剛性((6)式の γ_d=4.0)と支持材剛性を考慮し等価支持材剛性 K_b を決定する。いずれのダンパーにおいても $\lambda_0(u_{a0}$=4cm)は 0.15 未満であり、静的付加系要素の設定では、2 章の図 11 に示す補正処理を行なっている。

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骨組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。時刻歴解析における構造減衰は主架構のみ

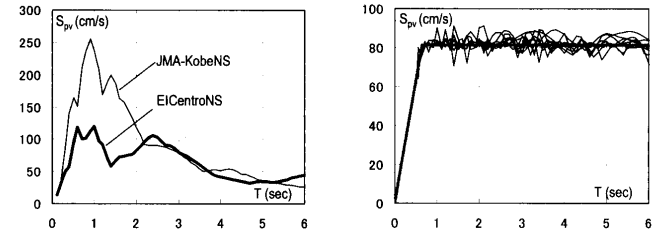
NII-Electronic Library Service

の 1 次固有周期に対する初期剛性比例型(h_{F0}=2%)として設定する。

表 2 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[10]。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 6 波[11]、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 2 波[12]とする。観測波は最大速度 50cm/s に規準化した ELCentro 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 16(a)に観測波について、図 16(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。

表 2　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 16 入力地震動の擬似速度応答スペクトル

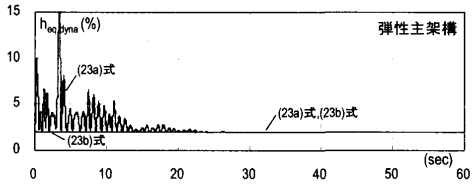


図 17 弾性主架構モデルの動的減衰定数時刻歴

5.2　時刻歴解析結果との比較

図 17 は弾性主架構のみのモデルに Tohoku Univ. NS 波位相の告示波の 0.5 倍入力を行なった時の (23)式に基づく動的減衰定数 $h_{eq,dyna}$ の積分計算過程を示す時刻歴である。弾性歪エネルギーによって変動が激しい領域はあるが最終時刻における(23a)式の値は 2%に落ち着くことが分かる。図 18(a-f)は同様に粘性ダンパーを設置したモデルで α=0.1, 0.4, 0.6 とした場合の頂部変形 δ_{top} および(23)式の時刻歴である。図 19(a-f)は同様に 2.0 倍入力とした場合の時刻歴である。いずれの場合も弾性歪エネルギーに起因する変動成分を無視すると、頂部変形が最大の時刻で動的減衰定数は概ね最大となるが、 α=0.1 の 0.5 倍入力時の付加系成分((23c)式)や、2 倍入力時の主架構の塑性化による成分((23d)式)は、頂部変形が大きい時刻における値が最終時刻に向けて減少する傾向が見受けられる。

図 20 には S_a-S_d 関係、図 21 には T_{eq}-S_d 関係を示す。図中の実線は静的解析による(19)式の結果である。また、時刻歴解析における各ステップの変位を(19a)式に代入して計算した値の最大値を $S_{d,dyna}$ とし、このステップにおける(19b)式の値を $S_{a,dyna}$、(19c)式の値を $T_{eq,dyna}$ とする。図 20,21 中の□は $S_{d,dyna}$ を横軸に取り、$S_{a,dyna}$、$T_{eq,dyna}$ をそれぞれプロットしたものである。ばらつきはあるものの、時刻歴解析

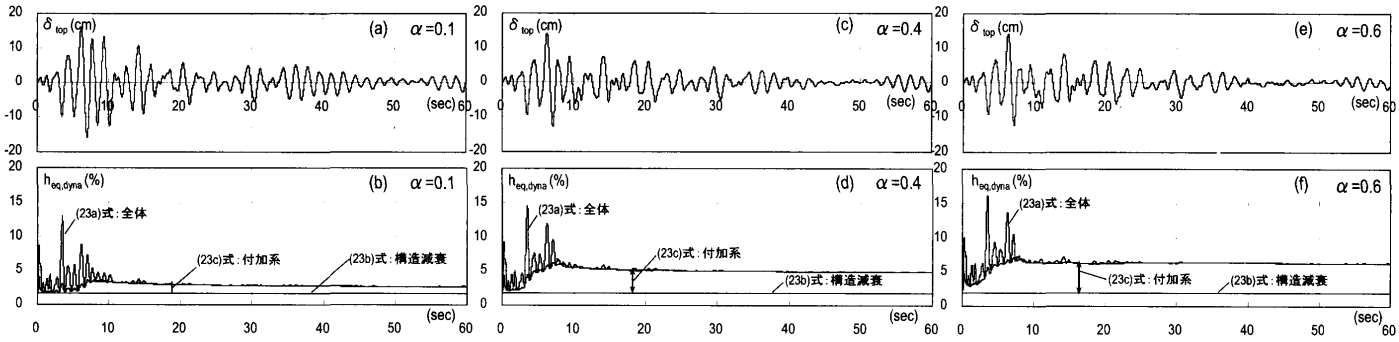


図 18　粘性ダンパーを設置したモデルの動的減衰定数時刻歴(Tohoku Univ. NS 波位相の告示波 0.5 倍入力)

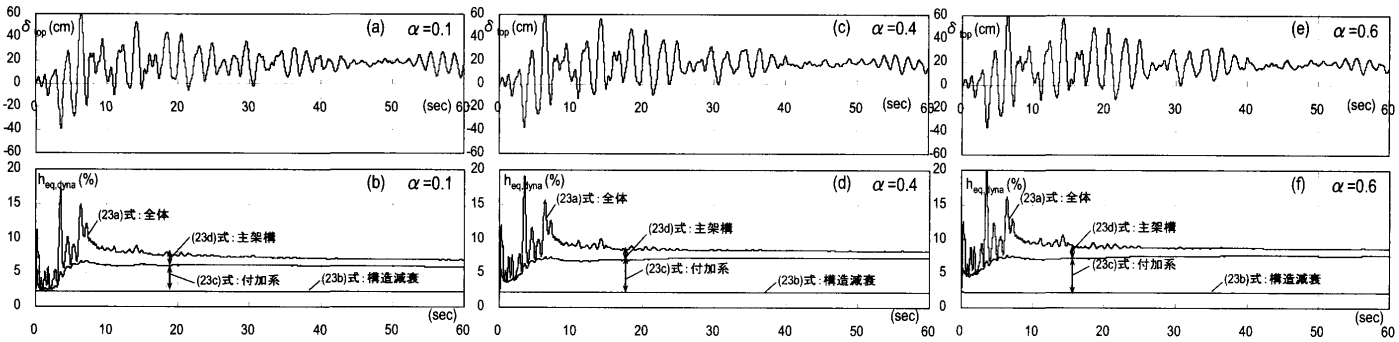


図 19 粘性ダンパーを設置したモデルの動的減衰定数時刻歴(Tohoku Univ. NS 波位相の告示波 2.0 倍入力)

NII-Electronic Library Service

値は概ね S_d-S_a、T_{eq}-S_d 曲線付近に分布している。付加系の α が小さいほど付加系の等価剛性が大きいため、S_a における付加系の分担率が高く $T_{eq.}$ は小さい。

図 22 は(21b)式で表される定常状態における等価減衰定数 h_c と S_d の関係、図 23 は(21a)式あるいは(22)式で表される平均減衰定数 h_{eq} と 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(21b)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(21b)式の右辺の各項をそれぞれ積分平均した値と合計値((22)式各項と合計値)を示す。図 22 の定常状態については、α が大きくなるほど付加系の減衰定数が初めて極大値となる S_d は小さく極大値は大きくなる傾向がある。図 23 によると、平均減衰法により定常状態に比べてに減衰定数の変化が緩やかになっていることが分かる。図 20～23 によると、付加系の効果は特に S_d が小さい領域では α が小さいほど剛性付加の効果が大きく、α が大きいほど減衰付加の効果が大きいことが分かる。

図 24 は図 23 の静的解析による h_{eq}-S_d 関係上に(23)式により時刻

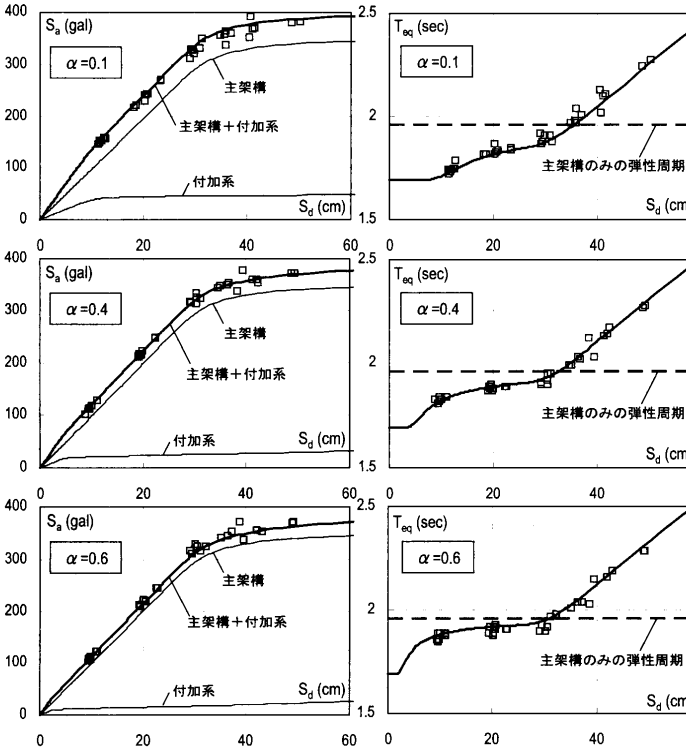


図 20 S_a-S_d 関係

図 21 T_{eq}-S_d 関係

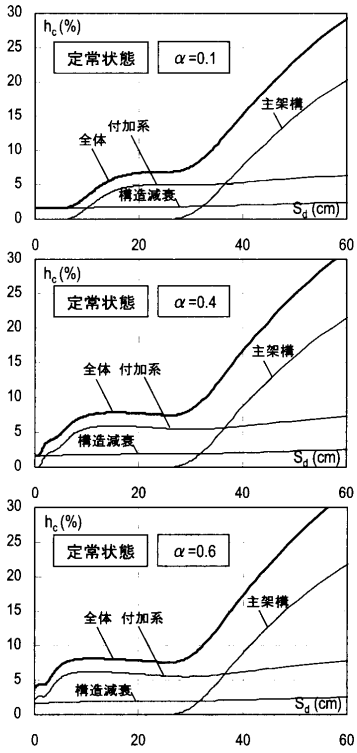


図 22 h_c-S_d 関係

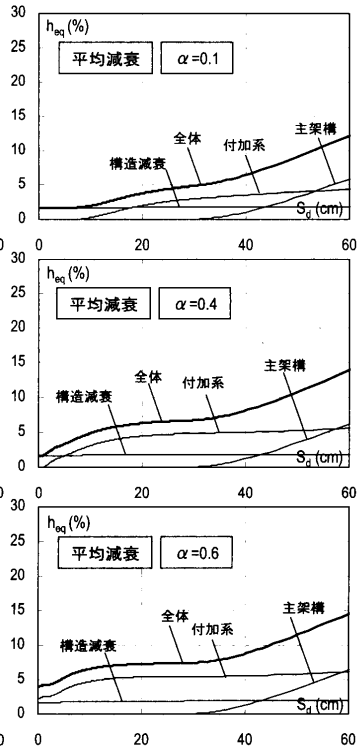


図 23 h_{eq}-S_d 関係

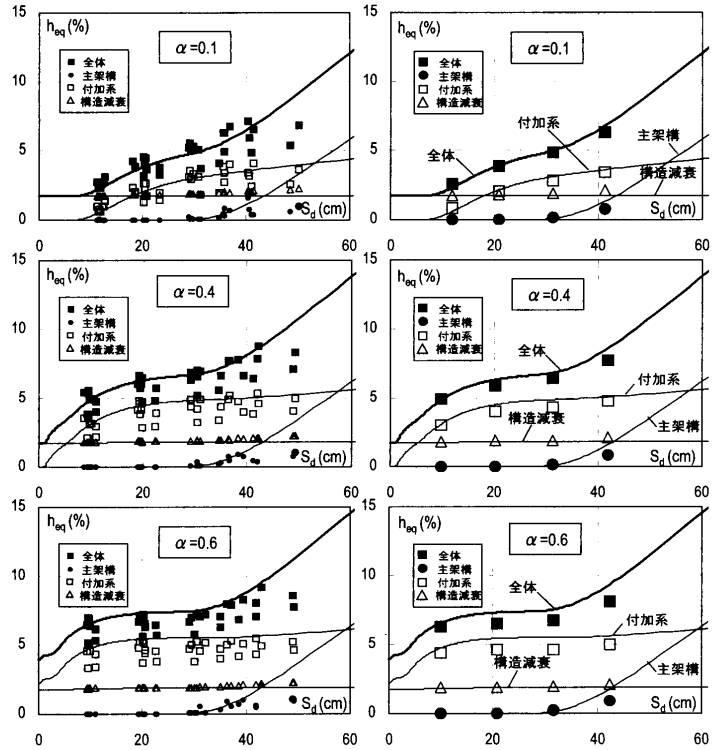


図 24 h_{eq}-S_d 関係(各地震動)

図 25 h_{eq}-S_d 関係(各レベル毎の告示波平均)

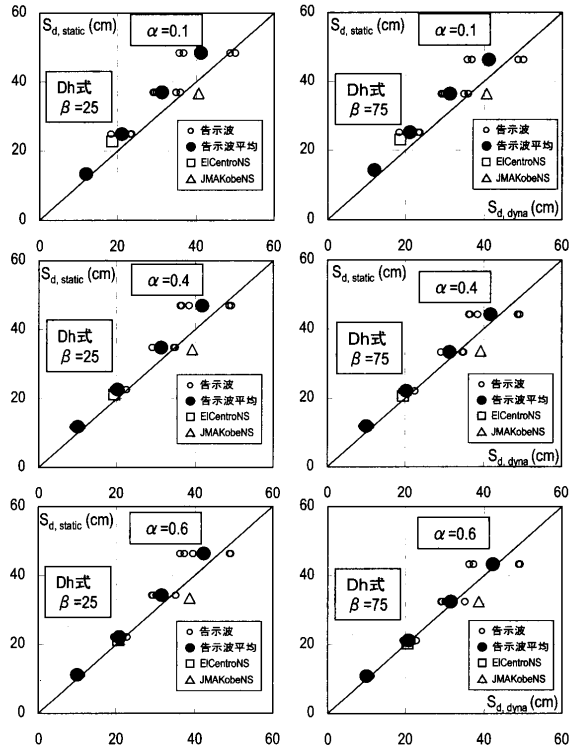


図 26 $S_{d,static}$-$S_{d,dyna}$ 関係

NII-Electronic Library Service

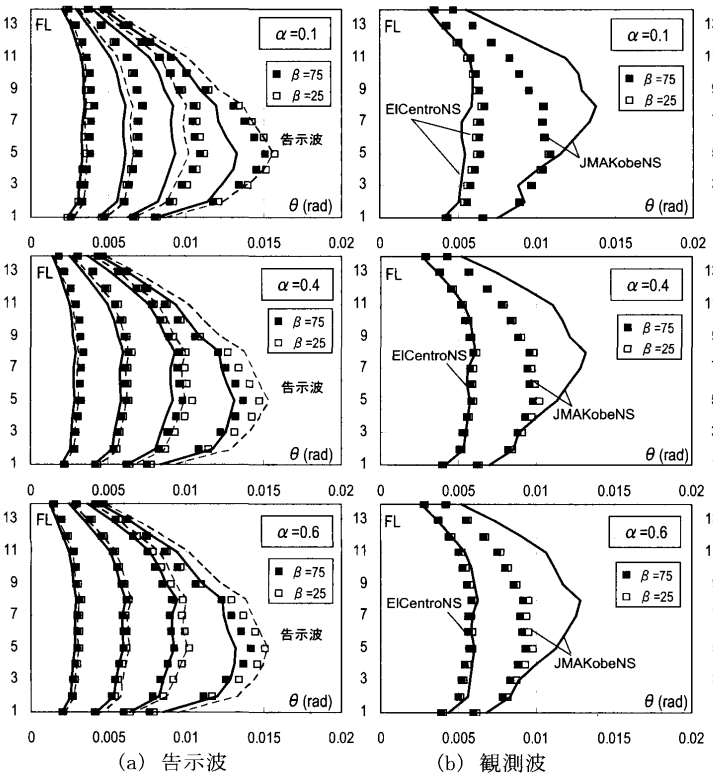
歴解析結果から計算される動的な等価減衰定数 $h_{eq,dyna}$ と $S_{d,dyna}$ の関係を全時刻歴解析結果についてプロットしたものである。図中の△は(23b)式による構造減衰、□は(23c)式による付加系減衰、●は(23d)式による主架構の塑性化による減衰、■は(23a)式による全体の減衰に対する減衰定数を表す。図 25 は告示波について 4 通りの入力レベル毎にそれぞれ 8 波の $S_{d,dyna}$ および $h_{eq,dyna}$ の平均値を計算して大きな記号でプロットしたものである。各時刻歴応答値のプロットはばらついているが、各入力レベル毎に告示波を平均化したプロットは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による静的な減衰定数と 4 章に示す時刻歴解析結果による動的減衰定数が概ね対応することが分かる。

図 26 に Dh 式の β をそれぞれ 25,75 としたときの代表変位について、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、●は告示波の各入力レベル毎の平均値、□は ElCentroNS 波、△は JMA-KobeNS 波の結果を示す。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。告示波については、Dh 式の β=25 の場合の予測値はばらつきのある応答値の概ね上限値を、β=75 の場合には概ね平均付近の値を与える傾向が見受けられる。ただし、α が小さいほど提案法による予測値が時刻歴解析結果に対して安全側の結果を与える傾向がある。これ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。一方、観測波による検討では、予測値は、ElCentroNS 波で応答値と比較的一致し、JMA-KobeNS 波では一致しない。JMA-KobeNS 波では変動周期帯である 1.8～2.2s(図 21)において S_{pv} が 170 から 100cm/s 程度に低下していることからも予測値が過小評価されると考えられる。振動系の変動周期帯のスペクトルを平均化して用いる [3] とより予測精度が向上すると考えられる。

図 27 に告示波、観測波について時刻歴解析による最大層間変形角と等価線形化法による予測値を示す。実線が応答解析値で□、■はそれぞれ β=25,75 の予測値を示す。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。静的解析による予測値と応答値の関係は α が小さいほど解析値に対して予測値が大きくなり、前述の等価 1 自由度系で考察した傾向と一致する。各階の上下方向の変形分布については、ElCentroNS 波や告示波の場合には予測値は解析値と概ね一致しているが、JMA-KobeNS 波の場合には応答値は高次モードの影響を受けており、静的解析により変形分布を予測できていない。

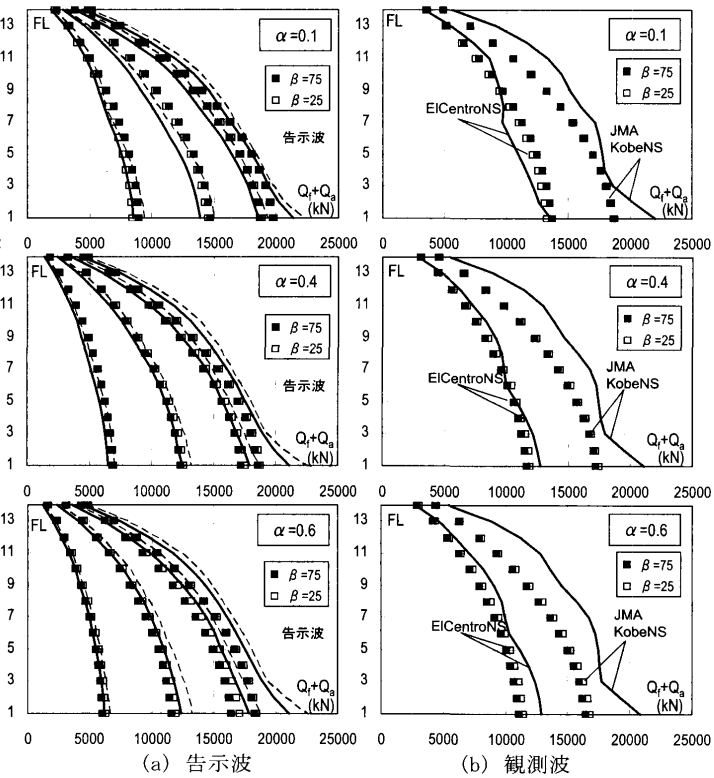
図 28 に告示波、観測波について時刻歴解析による最大層せん断力と等価線形化法による予測値を示す。層せん断力は主架構と付加系のせん断力の合計値であり、表記方法は図 27 の層間変形角の場合と同様である。告示波の応答値は入力レベルが小さいほど Ai 分布に近い分布を示し、Ai 分布荷重の増分解析結果である予測値と合う傾向にある。観測波については JMA-KobeNS 波において予測精度が悪く予測値が過小評価となっている。

図 29 に α=0.1, JMA-KobeNS 波において 1 階と 8 階の層せん断力がそれぞれ最大となる時刻の各階の層間変形角を示す。■は等価線形化法による予測値である。8 階の層せん断力が最大の時には高次モードの影響で予測値に比べて下層では変形が小さく中層では大きくなっている。また、1 階の層せん断力が最大の時には上層部の層間変形小さい状態で低層部のみ変形するため Ai 分布荷重下での静的解析による状況と柱の軸力やモーメント反曲点位置などが異なる。8 階や 1 階のせん断力の応答値と予測値との間に大きな違いが生じているのはこれらの理由によると考えられる。



(a) 告示波　(b) 観測波

図 27 最大層間変形角



(a) 告示波　(b) 観測波

図 28 最大層せん断力

NII-Electronic Library Service

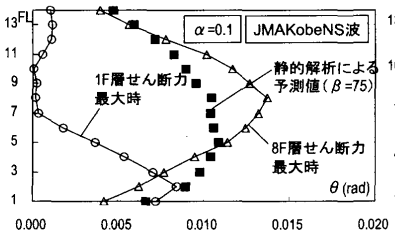


図 29 層せん断力最大時の層間変形角

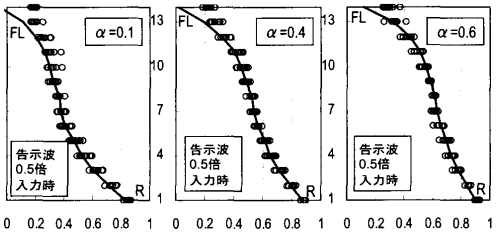


図 30 実効変形比(告示波 0.5 倍入力)

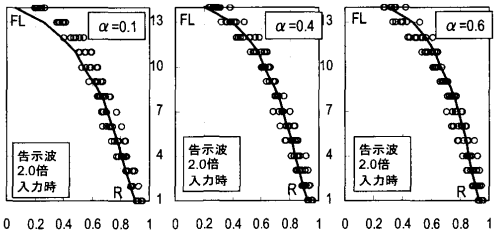


図 31 実効変形比(告示波 2.0 倍入力)

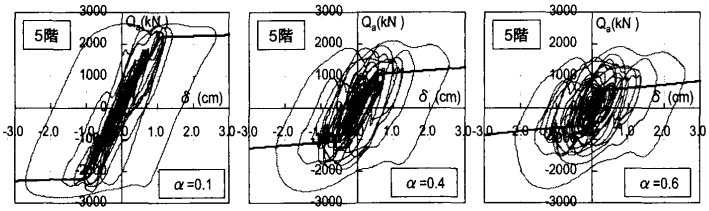


図 32 付加系せん断力－層間変形履歴(Tohoku Univ.NS 位相 1.0 倍)

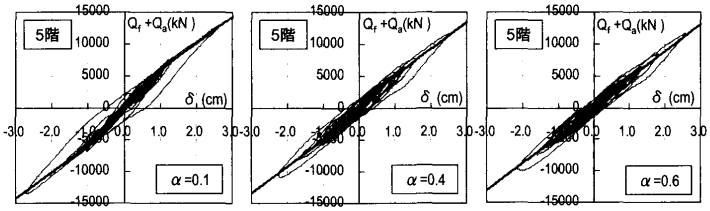


図 33 層せん断力－層間変形履歴(Tohoku Univ.NS 位相 1.0 倍)

図 30,31 はそれぞれ告示波 0.5 倍および 2.0 倍入力時の各付加系の最大変形の水平成分に対する最大層間変形の割合(実効変形比 [9])を示したものである。実線は静的解析における応答予測値で計算した値で、○のプロットは 8 波の告示波の時刻歴解析における値である。0.5 倍入力時には付加系の α が小さいほど等価剛性が高いため実効変形比が小さくなりダンパーの効率が悪いこと、2.0 倍入力時には α による差が少なくなることなど、静的な実効変形比と動的な実効変形比が良い対応を示しており、静的解析により骨組に組み込まれた付加系のダンパー効率を適切に評価できていると考えられる。

図 32,33 にそれぞれ 5 階の付加系せん断力、層せん断力の履歴を横軸を層間変形として Tohoku Univ. NS 波位相の告示波 1.0 倍入力の場合について例示する。太実線は静的付加系要素を組み込んだ静的解析による結果である。図 32 より静的解析結果は各最大振幅時の付加系の負担力を概ね模擬できており、静的付加系要素の設定法は妥当であると考えられる。その結果、静的解析により図 33 に示すように層間変形最大時の層せん断力も評価できていることが分かる。ただし、図 32 に示すように付加系は力と変形の間に位相差があり、層間変形最大時の力と最大力は異なる。特に α が大きい場合にその差が大きい。付加系周辺部材の検討においては、最大変形時に加えて付加系負担力最大時についても配慮する必要があるが、付加系の力と変形の位相差を考慮した静的解析による検討方法については今後の検討課題である。

6. 結論

本論文では、まず等価線形化法に適用するための粘性ダンパーの静的付加系要素の設定法について示した。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 自由度縮約を行なった結果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示し、予測される減衰定数や応答値などを部材系モデルの時刻歴解析結果と比較し、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。

- 提案する等価線形化法による静的な等価減衰定数は、各変形レベルにおいて、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動的な等価減衰定数との整合性が認められる。
- 建物モデルにおける静的な実効変形比と動的な実効変形比が良い対応を示していることから、等価線形化法に適用するための静的付加系要素の設定法は妥当であると考えられる。
- 提案法によれば、観測波においてはそのスペクトル特性により応答値に対して予測値が増減し予測精度は劣るが、告示波においては、応答低減係数式に笠井式を用いた予測値は、β=25 の場合には複数の地震動の応答変形の概ね上限値、β=75 の場合には概ね平均値付近の値となる。ただし、粘性ダンパーの α が小さいほど提案法による変形の予測値が時刻歴解析結果に対して安全側の結果を与える傾向があり、この理由については今後の検討課題とする。
- 静的解析による付加系の力と変形の位相差を考慮した付加系周辺部材の検討方法についても今後の検討課題である。

参考文献

1) 柴田明徳：最新 耐震構造解析、森北出版、1981.6
2) 笠井和彦、鈴木 陽、大原和之：減衰力が速度の指数乗に比例する粘性ダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法、日本建築学会構造系論文集、NO.574、pp.77-84、2003.12
3) 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
4) 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
5) 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
6) 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
7) 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
8) 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
9) 石井正人、北村春幸、和田章、笠井和彦：粘弾性型制振部材付き架構のモデル化に関する検討、日本建築学会構造系論文集 NO.531, pp55-62, 2000.5
10) 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
11) 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
12) 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

注

注 1)「石井正人、和田章：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」というタイトルの論文として 2008 年 10 月の日本建築学会構造系論文集 NO.632 に掲載予定となっている。

(2008年7月9日原稿受理，2008年10月15日採用決定)

NII-Electronic Library Service