

建物と地震動の広範な特性を考慮した非構造応答の予測・制御手法 —建物と非構造材の制振化も想定した予測式の提案—

東京工業大学 近藤 さゆみ

1. はじめに

2011年の東日本大震災では、加速度応答や変位応答が原因で吊天井の落下や建具の損傷が起き、多くの企業が経済的な損失を被った。これにより、居住空間の安全性や設備機器の維持が問題視され、非構造材の地震応答予測の必要性が高まっている。簡易な予測手法として、建築研究所¹⁾による式は、建物と非構造材の減衰定数をともに5%と限定し、共振点の値が最大床加速度の6倍と固定している。また、Sullivan²⁾らによる式も含め、伝達関数に沿った滑らかな曲線からなるため、地震動による凹凸や大きさの違いを予測できない。本研究では、建物と非構造材の任意の減衰定数と固有周期に対し、地震動の継続時間やスペクトル特性を考慮した非構造材の最大加速度および最大変位の簡易な予測手法を提案する。さらに、様々な減衰機構をもつ制振建物に接続する非構造材の最大加速度の制御手法について考察する。

2. 質点モデルの応答特性

2.1 質点モデルの概要

図1に建物と非構造材の関係を多質点モデルと1質点モデルで示す。地盤に生じた入力地震動 \ddot{u}_g とし、図1(a)の N 層多質点モデルにおいて建物の j 次モード固有周期 $T_{bj}=2\pi/\omega_{bj}$ 、減衰定数 h_{bj} 、刺激関数 $\beta_j\phi_j$ 、建物に接続する非構造材の固有周期 $T_c=2\pi/\omega_c$ 、減衰定数 h_c とする。図1(b)の1質点モデルの j 次モード成分 T_{bj} と h_{bj} をもつ建物の応答 $\ddot{x}_{tot,j} = \ddot{x}_j + \ddot{u}_g$ を入力に受ける非構造材の相対加速度応答 $\ddot{y}_j = \ddot{y}_{tot,j} - \ddot{x}_{tot,j}$ は、式(1)に示す運動方程式より得られる。

$$\ddot{y}_j + 2h_c\omega_c\dot{y}_j + \omega_c^2 y_j = -\ddot{x}_{tot,j} \quad (1)$$

式(1)より、多質点モデルの建物の j 次モードの絶対加速度応答 $\ddot{u}_{b,tot,j}$ と $\ddot{x}_{tot,j}$ を式(2a)、 $\ddot{u}_{b,tot,j}$ を入力に受ける非構造材の相対加速度応答 $\ddot{u}_{c,j}$ と \dot{y}_j を式(2b)で示す。

$$\ddot{u}_{b,tot,j} = \beta_j\phi_j\ddot{x}_{tot,j}, \quad \ddot{u}_{c,j} = \beta_j\phi_j\dot{y}_j \quad (2a,b)$$

式(2)を用いて、 $\ddot{u}_{b,tot,j}$ を入力に受ける非構造材の絶対加速度応答 $\ddot{u}_{c,tot,j}$ は式(3)より得る。

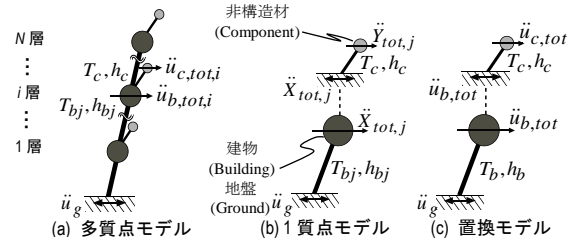


図1 多質点モデルと1質点モデルの関係

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{c,tot,j} &= \ddot{u}_{c,j} + \ddot{u}_{b,tot,j} \\ &= \beta_j\phi_j\dot{y}_j + \beta_j\phi_j\ddot{x}_{tot,j} \\ &= \beta_j\phi_j\ddot{y}_{tot,j} \end{aligned} \quad (3)$$

多質点モデルの建物に接続する非構造材の絶対加速度応答 $\ddot{u}_{c,tot}$ は $\beta_j\phi_j$ と $\ddot{y}_{tot,j}$ を用いて式(4)より得る。

$$\ddot{u}_{c,tot} = \sum_{j=1}^N \beta_j\phi_j\ddot{y}_{tot,j} \quad (4)$$

そこで本論文では、建物と非構造材をそれぞれ接続階に関係しない1質点とした図1(c)「置換モデル」を用いて予測式を構築する。このとき建物の絶対加速度 $\ddot{u}_{b,tot}$ 、固有周期 T_b 、減衰定数 h_b と置き換える。

2.2 時刻歴応答解析による応答特性の考察

建物のサイクル数が多いほど、建物は定常応答の傾向を示すので、Trifunac&Brady³⁾の地震動の継続時間 t_d を用いて建物のサイクル数 t_d/T_b と表す。時刻歴応答解析(以下、精解)より、置換モデル建物に接続する非構造材の絶対加速度応答 $\ddot{u}_{c,tot}$ の特性を考察する。

非構造材の応答傾向は建物と非構造材の固有周期の関係(a) $T_b > T_c$ 、(b) $T_b = T_c$ 、(c) $T_b < T_c$ の3種類に分類できる。(a)のとき非構造材の剛性は高くなるため、 $\ddot{u}_{c,tot}$ は T_b で動く。(b)のとき共振のため $\ddot{u}_{c,tot}$ は増し、定常応答の傾向が強い。(c)のとき建物の剛性は高くなるため、 $\ddot{u}_{c,tot}$ は地震動のもつ不特定の周期成分 T で動く。(a)で示した特徴を予測式1、(c)で示した特徴を予測式2に取り入れ、次章にて定式化する。

3. 1質点建物に接続する非構造材の予測式の構築

3.1 建物の振動の影響を考慮した予測式1

建物の最大加速度 $S_{pa}(T_b, h_b)$ の前後数サイクルは概

ね安定している。 $S_{pa}(T_b, h_b)$ とする入力に対し、一般的な伝達関数 $|H_c(T_c/T_b, h_c)|$ (式(6))から非構造材の最大加速度 $S_{pac}(T_c, h_c)$ が得られる関係式を式(5)で表し、これを予測式 1 とする。

$$S_{pac}(T_c, h_c) = |H_c(T_c/T_b, h_c)| S_{pa}(T_b, h_b) \quad (5)$$

$$|H_c(T_c/T_b, h_c)| = \sqrt{\frac{1 + 4(h_c/\gamma_c)^2 (T_c/T_b)^2}{\{1 - (T_c/T_b)^2\}^2 + 4(h_c/\gamma_c)^2 (T_c/T_b)^2}} \quad (6)$$

実際の入力は定常応答でないため、式(6)の非構造材の減衰定数 h_c に共振点を低減する修正係数 γ_c を与えた。 γ_c は3.4節で説明する。予測式 1 は $|H_c(T_c/T_b, h_c)|$ をなぞった形状であり、非構造材の周期 $T_c \neq 0$ で建物の最大加速度 $S_{pa}(T_b, h_b)$ をとる(図 2(a))。

3.2 入力地震動の影響を考慮した予測式 2

入力 \ddot{u}_g に含まれる任意の周期成分 $T (=2\pi/\omega)$ が建物を通じて伝達される場合、伝達関数 $|H_b(T_b/T, h_b)|$ は式(7)で示す。

$$|H_b(T_b/T, h_b)| = \sqrt{\frac{1 + 4(h_b/\gamma_b)^2 (T_b/T)^2}{\{1 - (T_b/T)^2\}^2 + 4(h_b/\gamma_b)^2 (T_b/T)^2}} \quad (7)$$

式(6)と同様に \ddot{u}_g は定常応答でないため、式(7)の建物の減衰定数 h_b に共振点を低減する修正係数 γ_b を与える。 γ_b は3.4節で説明する。

地盤と建物の加速度応答 $\ddot{u}_g, \ddot{u}_{b,tot}$ のフーリエスペクトル $|X\ddot{u}_g|, |X\ddot{u}_{b,tot}|$ の関係⁴⁾を式(8)に示す。

$$|X\ddot{u}_{b,tot}| \equiv |H_b(T_b/T, h_b)| |X\ddot{u}_g| \quad (8)$$

無減衰の速度応答スペクトル $S_v(T, h=0), S_{vc}(T, h=0)$ は、フーリエスペクトル $|X\ddot{u}_g|, |X\ddot{u}_{b,tot}|$ の上端をなぞる値をとる⁴⁾ので、置き換え可能として式(9)を得る。

$$S_{vc}(T, h=0) \equiv |H_b(T_b/T, h_b)| S_v(T, h=0) \quad (9)$$

これを短周期側を除いた範囲で擬似速度応答スペクトル $S_{pv}(T, h=0), S_{pvc}(T, h=0)$ に代用する⁵⁾式(10)。

$$S_{pvc}(T, h=0) \equiv |H_b(T_b/T, h_b)| S_{pv}(T, h=0) \quad (10)$$

式(10)の周期 $T=T_c$ 、減衰定数 $h=h_c \neq 0$ の場合にも式(10)が成り立つと仮定し、擬似速度応答スペクトルを擬似加速度応答スペクトルへ変換すると式(7)の伝達関数は式(12)となり、式(10)より式(11)が得られ、これを予測式 2 とする。

$$S_{pac}(T_c, h_c) = |H_b(T_b/T_c, h_b)| S_{pa}(T_c, h_c) \quad (11)$$

$$|H_b(T_b/T_c, h_b)| = \sqrt{\frac{1 + 4(h_b/\gamma_b)^2 (T_b/T_c)^2}{\{1 - (T_b/T_c)^2\}^2 + 4(h_b/\gamma_b)^2 (T_b/T_c)^2}} \quad (12)$$

予測式 2 は減衰 h_c とした建物の擬似加速度応答スペクトル $S_{pa}(T_c, h_c)$ をなぞった形状をしており、予測式

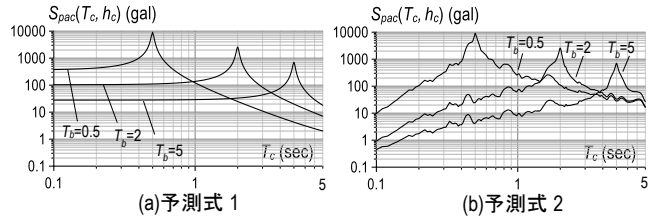


図 2 予測式 1 と予測式 2 ($T_b=0.5, 2, 5$, $h_b=2\%$, $h_c=2\%$) (Taft EW)

1 に比べ凹凸が表われる。ただし、式(9)から式(10)を導く過程で、短周期側に誤差が生じるので、非構造材の周期 $T_c \neq 0$ で $S_{pac}(T_c, h_c) \neq 0$ をとる(図 2(b))。ここで短周期側において式(11)を修正する必要がある。

3.3 予測式 2 の修正

予測式 2 の短周期側を修正するため、非構造材の周期 $T_c \neq 0$ のとき、予測式 2 が建物の最大加速度 $S_{pa}(T_b, h_b)$ を取るように、式(14a,b)に示す修正項 A を式(11)に与え、予測式 2 は式(13)とする。

$$S_{pac}(T_c, h_c) = |H_b(T_b/T_c, h_b)| S_{pa}(T_c, h_c) + A \quad (13)$$

$$A = S_{pa}(T_b, h_b) \quad (0 \leq T_c/T_b \leq 0.8) \quad (14a)$$

$$A = S_{pa}(T_b, h_b) \times \max\{0.5(1 - T_c/T_b)\} \quad (0.8 \leq T_c/T_b) \quad (14b)$$

建物のサイクル数 $t_d/T_b < 2$ の場合、式(14c)を用いる。

$$A = S_{pa}(T_b, h_b) \times \max\{0, (3 - 5T_c/T_b) \times (1/3)\} \quad (14c)$$

式(14a, b)は周期 $T_c = 0.8 T_b$ まで $A = S_{pa}(T_b, h_b)$ をとり、周期 $T_c = T_b$ で $A = 0$ を与える。式(14c)は周期 $T_c \neq 0$ で $A = S_{pa}(T_b, h_b)$ をとり、周期 $T_c = 0.6 T_b$ で $A = 0$ を与える。

3.4 共振点を低減する修正係数

予測式 1(式(5))と予測式 2(式(13))において、入力 $\ddot{u}_{b,tot}$ は最大値前後で比較的定常応答であるため、共振点周辺における非構造材の擬似加速度応答スペクトル $S_{pac}(T_c, h_c)$ は理想的に算出される。しかし、実際の入力 $\ddot{u}_{b,tot}$ は完全な定常応答でなく、非定常応答の傾向を示す場合もあるため、共振点における $S_{pac}(T_c, h_c)$ を低減する必要がある。

共振点における定常性の考察をする。検討する入力地震動 16 波、建物の固有周期 $T_b=0.5, 2, 5$ 秒、減衰定数 $h_b=2, 10\%$, $h_c=2, 10\%$ について、共振点における精解を修正前の予測式 2 の値で割った値を実際の修正係数 γ_b として図 3 に示す。建物の振動サイクル数が低下するほど、非定常応答の傾向を示すことから、実線の修正係数 γ_b を定式化すると、対数軸上での傾き 0.05、切片が係数 ζ の式(15)となる。

$$\gamma_b = (t_d/T_b)^{0.05} / 10^\zeta \quad (15)$$

ただし、係数 ζ は減衰定数 h_b, h_c に依存するため、継続時間 $t_d=24.8$ 秒である平均的な地震波 1968 年十勝沖地震八戸 EW 波、建物の固有周期 $T_b=2$ 秒の場合に

において経験的に定式化した式(16)を得る。

$$\xi = -28.13h_b h_c - 2.19h_b + 4.31h_c + 0.37 \quad (16)$$

式(16)より減衰定数 $h_b=h_c$ のとき係数 ξ は 0.4 前後となる。ただし、係数 $\xi < 0$ の場合は $\xi=0$ とする。

式(17a)より $|H_c(T_c/T_b, h_c)|$ の共振点を低減する修正係数 γ_c を得る。係数 B は式(17b)とする。

$$\gamma_c = (h_c/h_b) \times \sqrt{B^2(4h_b^2 + \gamma_b^2) - 4h_b^2} \quad (17a)$$

$$B = S_{pa}(T_c, h_c) / S_{pa}(T_b, h_b) \quad (17b)$$

得られた修正係数 γ_c を式(6)の $|H_c(T_c/T_b, h_c)|$ に、修正係数 γ_b を式(12)の $|H_b(T_b/T_c, h_b)|$ に与える。これより、修正した予測式 1 と予測式 2 のどちらかが、固有周期 T_b, T_c や減衰定数 h_b, h_c の変化によって大きな値を示すので、その値を予測値とする。

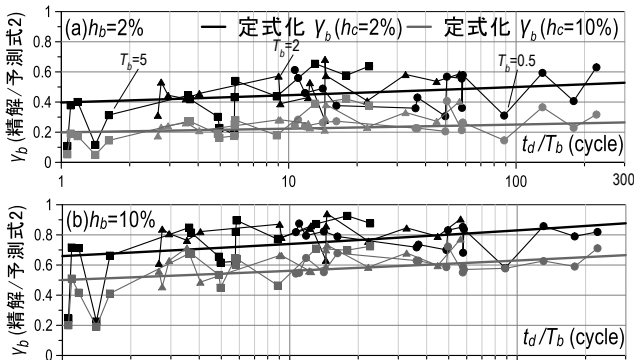


図3 減衰定数 h_b にかかる修正係数 γ_b

3.5 予測値の検証

前節より得られた予測値は置換モデルの非構造材の擬似加速度応答スペクトル $S_{pac}(T_c, h_c)$ であり、その予測値と精解を図4に示す。入力地震動には苦小牧EW波、減衰定数 $h_b=2, 10\%$, $h_c=2, 10\%$ の4ケースについて、建物の固有周期 $T_b=0.5, 2, 5$ 秒、非構造材の固有周期 $T_c=0.1\sim 5$ 秒とする。予測値は全体的に精度よく、共振点以外の凹凸を十分に再現できた。建物周期 T_b が長いとパルス性地震動の神戸NS波などの $S_{pac}(T_c, h_c)$ は小さくなるが、長周期地震動のため $S_{pac}(T_c, h_c)$ は大きくなることを正確に予測できた。予

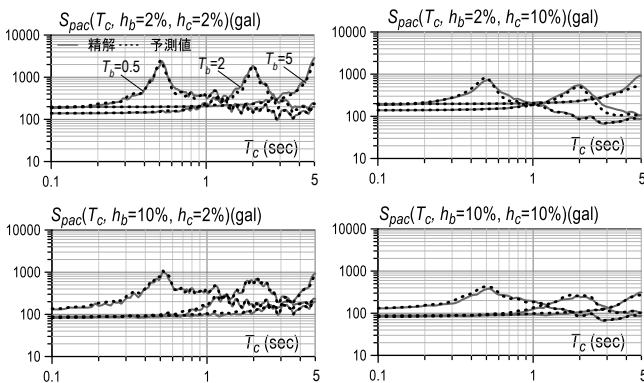


図4 置換モデルに接続する非構造材の最大加速度

測式より得た $S_{pac}(T_c, h_c)$ を非構造材の周期 T_c を用いて変位応答スペクトル $S_{dc}(T_c, h_c)$ に変換した場合も $S_{pac}(T_c, h_c)$ 同様、良好な精度を示し、 T_c が長い範囲の最大変位が大きくなることも精度よく予測できた。

4. 多質点モデルに接続する非構造材の応答

4.1 非構造材の応答予測

置換モデルの建物に接続する非構造材の最大加速度の応答予測手法を、多質点モデルの建物に接続する非構造材の最大加速度の応答予測に適用させる。

建物の j 次モードの固有周期 T_{bj} と減衰定数 h_{bj} をもつ1質点モデル(図1(b))に置き換え、建物の j 次モード応答の入力を受ける非構造材の予測値 $S_{pac,ij}(T_c, h_c)$ を求め、応答スペクトル法を用いて多層建物 i 層に接続する非構造材の最大加速度 $S_{pac,i}(T_c, h_c)$ を求める。一般に建物の高次モード固有周期 T_{bj} は隣り合うモードで近い値とるので、SRSS法を用いて予測値 $S_{pac,ij}(T_c, h_c)$ を組み合わせると、刺激関数 $\beta_j \phi_j$ の符号の影響を考慮しないため、過大評価となる。非構造材の加速度応答はこの影響が建物の加速度応答に比べ顕著に表れるため、本論文では応答スペクトル法にCQC法を用いる(式(18a))。

$$S_{pac,i}(T_c, h_c) = \sqrt{\sum_{m=1}^8 \sum_{n=1}^8 \beta_m \phi_m S_{pac,m}(T_c, h_c) \times \beta_n \phi_n S_{pac,n}(T_c, h_c) \times \rho_{mn}} \quad (18a)$$

$$\rho_{mn} = \frac{8\sqrt{h_{bm}h_{bn}\omega_{bm}\omega_{bn}(\omega_{bm}h_{bn} + \omega_{bn}h_{bm})(\omega_{bm}\omega_{bn})}}{(\omega_{bm}^2 - \omega_{bn}^2)^2 + 4h_{bm}h_{bn}\omega_{bm}\omega_{bn}(\omega_{bm}^2 + \omega_{bn}^2) + 4(h_{bm}^2 + h_{bn}^2)\omega_{bm}^2\omega_{bn}^2} \quad (18a,b)$$

このとき m, n はモード次数、式(18b)の ρ_{mn} は相関係数を示す。SRSS法に比べ、CQC法を用いた予測値 $S_{pac,i}(T_c, h_c)$ は、非構造材の周期が短い範囲で精度よく得られる。これは ρ_{mn} が、 $\beta_j \phi_j$ の符号の影響と j 次モード以外での $S_{pac,ij}(T_c, h_c)$ も考慮するためである。

入力にBCJ-L2波を用い、式(18)より求めた30層建物モデルの15, 28層天井に接続する非構造材の擬似加速度応答スペクトル $S_{pac,i}(T_c, h_c)$ を図5に示す。固有

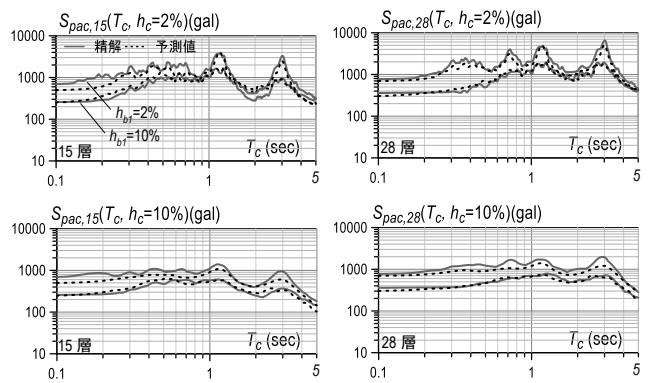


図5 30層モデルの15, 28層天井に接続する非構造材の最大加速度

周期 T_{bj} , T_c , や減衰定数 h_{bj} , h_c などの変化だけでなく、各層の特徴を予測できる。図 5 より非構造材の減衰 h_c を上げると共振点のピーク値は低減されるが、全体の応答を低減させるには建物の減衰 h_{bj} を上げる必要がある。一方で、3, 2, 1 層の刺激関数 $\beta_j \phi_j$ の 8 次モードまでの和は 0.63, 0.39, 0.16 と小さくなり、 $j=9$ 次以降で大きくなる。高次モードの建物応答 $\ddot{u}_{b,tot,ij}$ ほど入力地震動 \ddot{u}_g に類似し、 $\ddot{u}_{b,tot,ij}$ の和は \ddot{u}_g に近づくため、非構造材に直接 \ddot{u}_g が入力されたと仮定して低層になるほど、接続する $S_{pac,i}(T_c, h_c)$ は、減衰を h_c とした建物の擬似加速度応答スペクトル $S_{pa}(T_c, h_c)$ と類似する。

4.2 制振建物による非構造材の加速度応答制御

ここまで検討した建物の減衰定数 h_{bj} の増減は、制振建物を想定しているが、様々なダンパーの特性を必ずしも反映しているものではない。そこで、文献 6 で使用された一般的な 15 層モデルに減衰機構(弾塑性ダンパー、リニア粘性ダンパー)をもつ制振建物それぞれの加速度応答から $S_{pac,i}(T_c, h_c)$ を求め、各ダンパーの影響について考察する。ここでは $h_c=0.02$ とする。

ダンパーは全層配置とし、各ダンパーをもつ建物の層間変形は概ね一致するよう設定した。入力地震動 BCJ-L2 波に低減係数 $s=0.1, 0.2, 0.5, 1.0$ をかけたときの弾塑性ダンパー($K_{di}/K_{fi}=2.0, K_{bi}/K_{fi}=20.0$)とリニア粘性ダンパー($K''_{di}/K_{fi}=0.5, K_{bi}/K_{fi}=5.0$)をもつ制振建物 15 層天井に接続する非構造材の最大加速度 $S_{pac,15}(T_c, h_c)$ を図 6 に示す。 $K_{fi}, K_{bi}, K_{di}, K''_{di}$ は架構剛性、支持材剛性、ダンパー剛性、ダンパー損失剛性を示し、 $s=0.2$ 以上で弾塑性ダンパーは降伏し始める。ダンパー降伏後、1 次モード固有周期 T_{b1} は長くなり、その近傍で s が大きいほど曲線は広がりを持ち、非構造材の応答が低減される。一方で 2 次モード以降では建物の固有周期はほぼ不変であり、応答は s とともに比例的に上昇する。さらに $s=1.0$ の応答は、非構造材の周期 T_c が短い範囲で非制振建物を上回っており、加速度応答低減に不利であることが明示された。リニア粘性ダンパーをもつ場合、共振点のピーク値はよく低減され、特に T_c が短い範囲の加速度応答低減に効果を示した。

次にダンパー量を一定にして、支持材剛性の変化が非構造材の最大加速度に与える影響を考察する。図 7 にリニア粘性ダンパー($s=1.0, K''_{di}/K_{fi}=0.5, K_{bi}/K_{fi}=0.25, 5.0$)をもつ制振建物に接続する $S_{pac,15}(T_c,$

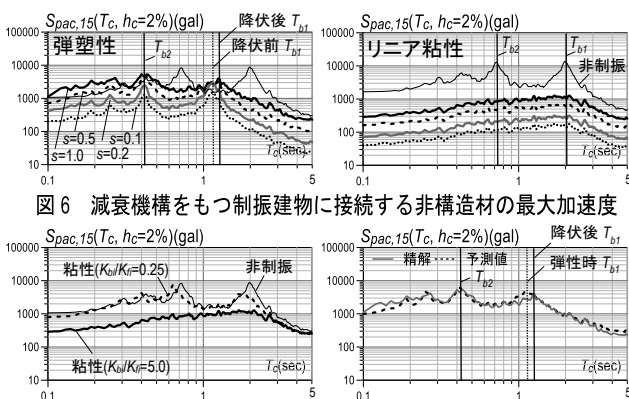


図 6 減衰機構をもつ制振建物に接続する非構造材の最大加速度

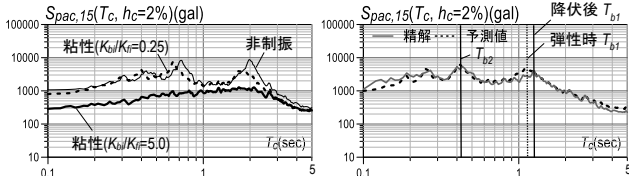


図 7 リニア粘性ダンパーをもつ制振建物に接続する非構造材の最大加速度

$h_c)$ を示す。ブレースが柔らかく変形しやすい $K_{bi}/K_{fi}=0.25$ を用いた場合、非制振の場合とあまり変わらず、応答低減効果は見られない。一方、ブレースが硬く、変形が制御される $K_{bi}/K_{fi}=5.0$ を用いた場合、建物だけでなく非構造材の最大加速度をよく低減し、特に T_c が短い範囲でその効果を示した。

ここで、弾塑性ダンパーをもつ制振建物に接続する $S_{pac,15}(T_c, h_c)$ を予測式より求め、図 8 に精解と予測値を示す。このとき制振建物弾性時の T_{bj} 、非制振の $\beta_j \phi_j$ とし、制振建物の地震応答予測手法⁷⁾より得たダンパー降伏後の h_{bj} を用いる。ダンパー降伏により 1 次モード周期 T_{b1} は弾性時より長くなり、その共振点は一致しないが、その他のモード周期における共振点とピーク値は概ね一致し、比較的精度よく予測できた。また、リニア粘性をもつ制振建物に接続する場合の予測も可能となり、その旨は論文に記載する。

5. まとめ

建物と非構造材の任意の減衰定数と固有周期に対し、地震動特性を考慮した多層建物に接続する非構造材の最大応答を予測する手法を提案し、その精度が良好であることを示した。さらにダンパー種類による非構造材の応答制御効果の違いを考察し、弾塑性ダンパーとリニア粘性ダンパーそれぞれをもつ制振建物に接続する非構造材の最大加速度を予測した。

参考文献

- 国土交通省国土技術政策総合研究所(独)建築研究所、新・建築士制度普及協会：建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説、2013 年
- Sullivan, T.J., Calvi, P.M., Nascimbene, R., "Towards Improved Floor Spectra Estimates for Seismic Design", Earthquakes and Structures, Vol.4, No.1, 2013.
- Trifunac, M.D. and Brady, A.G., "A Study on Duration of Strong Earthquake Ground Motion", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, No.3, pp.581-626, June 1975
- 大崎順彦：建築振動理論，彰国社，1996
- Chopra, Anil K., "Dynamic of structures : theory and applications to earthquake engineering"
- JSSI 編：バッシン制振構造設計・施工マニュアル第 2 版，2005.9
- 藤田雄一郎：変位依存・速度依存ダンパーが高さ方向に不均等に配置された制振構造建物の地震応答予測に関する研究，2013 年度東京工業大学修士論文