

既存建物付加型免震構法の応答特性

SEISMIC RESPONSE OF ADDITIONAL ISOLATED STRUCTURE ON EXISTING BUILDING

竹内 徹 —*1 大島康昌 —*2
中田安洋 —*3 佐伯英一郎 —*4

Toru TAKEUCHI —*1 Yasumasa OSHIMA —*2
Yasuhiro NAKATA —*3 Eiichirou SAEKI —*4

キーワード：
免震，増築改修，応答評価，等価線形化手法

Keywords：
Base Isolation, Seismic Retrofit, Response Estimation, Linearization Technique

Large amount of low-rise public accommodation buildings are remained in urban cities with difficulty for redevelopment, because of occupation by residents. Such residents are also tending to be aged and access improvements are also required. For solving those problem, additional isolation system on existing buildings are proposed. The system is composed of self-supporting additional floors on existing buildings, with energy-dissipation devices between existing buildings. In this paper, the structural characteristics and effects of this system are discussed, and easy estimation methods of their response are proposed.

1. 序

我が国では、東京を始めとする大都市中心部になお多くの低層共同住宅が残り、土地高度利用の妨げとなっている。しかしながら住み替えや再開発に伴う資金負担の困難な居住者の存在が、これらの既存住宅の再開発を阻害する一因となっている。一方、これらの居住者は高齢化が進んでいる場合も多く、階段による上層住居への往復に困難をきたしている場合も多い。これらの問題を解決する手法の一つとして、本論では免震構法を応用し、図1,2に示すように既存建物居付きのまま建物上部に増築する構法を考え、その動的特性について論じる。

本構法は以下のような要素により構成されている。まず既存建物を挟むように2列の自立柱を新設し、これらにより鉛直荷重を支持された数層の増築部を構成する。既存部と増築部は構造的に独立しており、両者間には空間（免震層）を設け、相対変位または相対速度に対しエネルギー吸収機能を発揮する免震ダンパーを配置する。合わせて増築部へのアクセスとなるEVコアおよび避難階段、設備シャフトを付設し、これより既存部への共有廊下を各階に設ける。この措置により既存部の居住を継続したまま増築部の構築が可能となり、かつ既存部への居住性能の向上も期待できる。

構造的には細長比の大きい自立柱で支持された増築部は長周期となり、従来の免震構造と同様の地震応答低減効果が期待できる。また自立柱がアイソレータの役割を担うため、免震層にはダンパーのみが必要となる。これより免震ダンパーを介して既存部に伝達される地震力は微小となり、単なる増築と比較すると既存部の補強を最小限として増築が可能となることが期待できる。このような効果は中間層免震^{1)~3)}と一見類似の特性を有する。しかしながら本構法は長周期の増築部が短周期の既存部が並立しダンパーで接続され

た振動モデルとなり、むしろ連結制震構造⁴⁾に近い構造システムとなる。ただし一方が極端に短周期、もう一方が長周期と地震に対する応答スペクトル性状の異なる領域にまたがる連結となる。汎用的な構造計画を行う上で、これらの変数に対する応答低減効果を明らかにすると共に複雑な数値計算に拠らず簡便に求める方法が求められる。

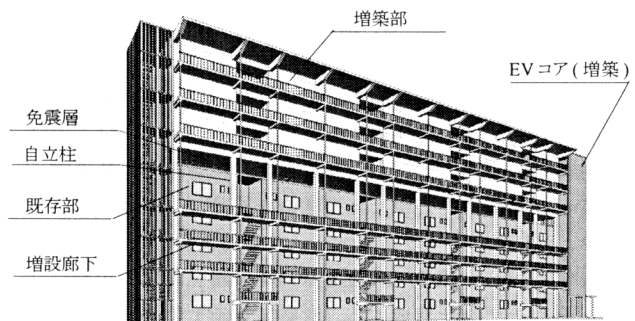


図1 既存建物付加型免震構法

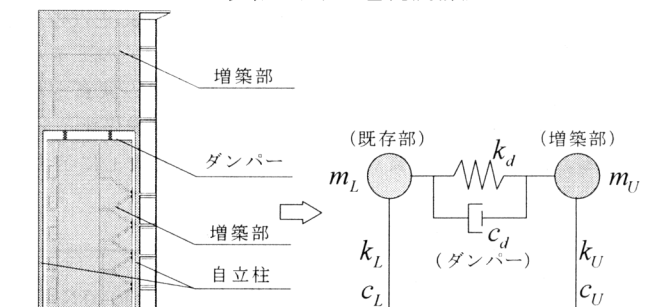


図2 既存建物付加型免震構法の構成 図3 2質点モデル

*1 東京工業大学建築学専攻 准教授・博士(工学)
(〒152-0033 目黒区大岡山2-12-1)

*2 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*3 新日鉄エンジニアリング㈱ マネージャー

*4 新日鉄エンジニアリング㈱ 部長・博士(工学)

*1 Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

*2 Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

*3 Manager, Nippon Steel Engineering Corporation

*4 Senior Manager, Nippon Steel Engineering Corporation, Dr. Eng.

そこで本研究では、既存建物（下部構造）と長周期に設計された増築部（上部構造）との間にダンパーを挿入することによる既存建物付加型免震構法の地震応答を、図3に示すような2質点モデルに単純化して複素固有値解析を行い、応答スペクトル法に基づいた評価を行う。ダンパーとしては粘性ダンパーと弾塑性ダンパーを想定する。弾塑性ダンパーを想定した時には、等価線形化法に基づいた応答予測法を用いる。さらに応答スペクトル法に基づいた評価と、建物を2質点モデル及び多質点モデルの時刻歴応答解析結果を比較することにより得られた特性の精度を検証し、そこから既存建物付加型免震構法の増築部分の応答特性を把握するとともに簡便な応答評価手法の誘導を試みる。

2. 応答スペクトルを用いた最大応答の評価

2.1 検討モデルの作成

既存建物としては典型的な低層住宅として5階建てRC壁式構造の建物を想定する。モデルとした実在の建物では東西方向に同じ構造が4回繰り返されており、簡素化のためそのうちの1ユニットを取り出し既存部のモデルを作成する。1ユニットの基準階面積は163.6m²、層質量は245.4tとなっている。次に立体モデルを作成し、荷重分布をA_i分布として弾性解析を行い各層の剛性を求め、各層の剛性K_i、質量m_iを持つ等価多質点せん断モデルを作る。弾性解析を行った際に用いた各層のせん断力Q_iのベースシアーク_Bに対する割合B_iから、以下の式(1)(2)を用いて既存部の等価1質点モデルの等価質量m_Lと等価周期T_Lを得る。

$$m_L = \left(\sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_i} \right) / \left(\sum_{i=1}^N m_i \left(\sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_i} \right)^2 \right), T_L = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_i}} \quad (1), (2)$$

等価質量m_L及び等価周期T_Lから等価剛性k_Lを求めることが出来る。このようにして作成した既存部の1質点モデルは固有周期0.33secであり、L0.33モデルと呼ぶ。又、周期を1.0～1.5secのモデルを質量m_Lを固定し剛性k_Lを変化させて用意する。

増築部のモデルは、既存建物の上部に増築する事を想定し、鉛直荷重のみに対して許容応力度設計を行いフレームを仮定し立体モデルを作成する。想定した増築部は鉄骨造3階建て、基準階面積は175m²、層質量は175t、自立柱の断面は□-400×400×19×19、8本を1ユニットとする。水平荷重を立体モデルに加えて弾性解析を行い、各層の剛性を求め既存部と同様の手順により等価1質点モデルを作成する。増築部等価1質点モデルの等価剛性及び等価質量は自立柱層の剛性k_U、増築部の総質量m_Uとほぼ同等となり、固有周期は免震構造並みの3.5secとなる。既存部、増築部それぞれの1質点モデルをダンパーのモデルでつなぎ2質点モデルを作成する(図2)。既存部の減衰定数を0.05、増築部の減衰定数を0.02としてそれぞれ減衰係数c_L、c_Uを求める。得られた各2質点モデルの構造諸元を表1に示す。

表1 2質点モデルの構造諸元

モデル名	m _L (t)	k _L (kN/cm)	C _L (kN・s/cm)	m _U (t)	k _U (kN/cm)	C _U (kN・s/cm)
L0U3.5	-	-	-	692	22.05	0.494
L0.33U3.5	1062	3850	20.22	692	22.05	0.494
L1.0U3.5	1062	420	6.67	692	22.05	0.494
L1.5U3.5	1062	186	4.45	692	22.05	0.494

増築部の固有周期 h_L=0.05 h_U=0.02
既存部の固有周期

2.2 応答スペクトルを用いた予測法

図3の2質点モデルの振動方程式は(3)式ようになる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{y} \quad (3)$$

ただし、

$$M = \begin{bmatrix} m_L & \\ & m_U \end{bmatrix}, C = \begin{bmatrix} c_L + c_d & -c_d \\ -c_d & c_U + c_d \end{bmatrix}, K = \begin{bmatrix} k_L + k_d & -k_d \\ -k_d & k_U + k_d \end{bmatrix}, x = \begin{bmatrix} x_L \\ x_U \end{bmatrix}, i = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

この式は2自由度2階の微分方程式であるが、これを(4)式のように速度に関する変数を設け4自由度1階の微分方程式に減階することによって、固有値問題を解く⁵⁾。

$$M' \dot{d} = K' d - M' i' \ddot{y} \quad (4)$$

$$M' = \begin{bmatrix} M & \\ & -K \end{bmatrix}, K' = \begin{bmatrix} -C & -K \\ -K & \end{bmatrix}, i' = \begin{bmatrix} i \\ 0 \end{bmatrix}, \dot{x} = v, d = \begin{bmatrix} v \\ x \end{bmatrix}$$

(4)式を解くことによって各モードごとの固有周期T_j、減衰定数h_j、刺激関数p_jを得る。刺激関数p_jと基準座標q_jを用いて応答は(5)式のように表すことが出来る。

$$d = \begin{bmatrix} v \\ x \end{bmatrix} = \sum_j p_j q_j = \sum_j \begin{bmatrix} p_j^v & p_j^{xx} \\ p_j^v & p_j^{xx} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_j^v \\ q_j^{xx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_1^v & p_1^{xx} & \cdots & p_n^v & p_n^{xx} \\ p_1^v & p_1^{xx} & \cdots & p_n^v & p_n^{xx} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1^v \\ q_1^{xx} \\ \vdots \\ q_n^v \\ q_n^{xx} \end{bmatrix} \quad (5)$$

このうちj次モード変位に関する式だけを取り出し、速度応答が変位応答よりp/2進んでいる事を加味するとj次モード変位は(6)式のように表現される。

$$x_j = p_j^v q_j^v + p_j^{xx} q_j^{xx} = (i\omega_j p_j^v + p_j^{xx}) q_j^{xx} \quad (6)$$

以上より各振動モードは位相差を持った複素数の形で表現できる。図4は複素平面に各質点の振動モードを表現したものである。q_jにT_jh_jより求めた変位応答スペクトルS_{Dj}を代入することにより得られた複素ベクトルの大きさが各質点の各モードに対する最大応答値|x_j|_{max}であると考え、各モードの最大応答値を2乗和平方(SRSS(8)式)と絶対値和(ABS(9)式)により合成して最大応答値|x|_{max}を評価する。

$$|x_j|_{\max} = \sqrt{(\omega_j p_j^v S_D(T_j, h_j))^2 + (p_j^{xx} S_D(T_j, h_j))^2} \quad (7)$$

$$|x|_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^N (|x_j|_{\max})^2} \quad (8)$$

$$|x|_{\max} = \sum_{j=1}^N |x_j|_{\max} \quad (9)$$

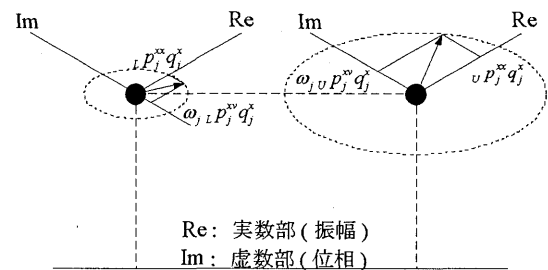


図4 j次モードの刺激関数

p_L^{xx}: 増築部の速度に対するj次モードの刺激関数
p_L^v: 既存部の変位に対するj次モードの刺激関数
p_U^{xx}: 増築部の速度に対するj次モードの刺激関数
p_U^v: 既存部の変位に対するj次モードの刺激関数
ω_j: j次モードの円振動数
q_j^{xx}: j次モードの縮約1質点系の応答変位
q_j^v: j次モードの縮約1質点系の速度変位

一方、時刻歴応答解析の入力地震波としては、人口地震波 BCJ-L2 を原波として、ほかの観測地震波を最大速度を $V_{max} = 50\text{cm/sec}$ に規準化して入力し、(7)~(9)式の値と比較する。

$$S_A(T) = \begin{cases} 350D_{h0} & (T < 0.05) \\ 350D_{h0}(T/0.05)^{1+\log(5/7)/2\log 2} & (0.05 \leq T < 0.2) \\ 1000D_{h0} & (0.2 \leq T < \pi/5) \\ 100D_{h0}/(T/2\pi) & (\pi/5 \leq T) \end{cases} \quad (10)$$

$$D_{h0} = \sqrt{(1+75h_r)/(1+75h_0)}$$

2.3 粘性ダンパー付加時の応答

2 質点間に粘性ダンパーを付加した時の各最大応答とダンパー量の関係について、2.2 で示した応答スペクトル法による予測値及び時刻歴応答解析を比較しながら図 5, 6 に示す。各図とも横軸に粘性減衰係数 c_d 、縦軸は図 7 では増築部最大応答変位 δ 、図 8 では増築部最大応答加速度 α をとる。ダンパー量が増加す

るにつれて、増築部最大応答変位は一様に低下するが増築部最大応答加速度は極小値をとった後増加する。増築部の最大変位応答、最大加速度応答に関して、ABS による評価値は BCJ-L2 に対して良好な精度で最大応答を予測できている。このことより一般的な構造よりも 1 次モードと 2 次モードそれぞれの最大値の同時性が高いといえる。また評価値は他の地震波に対して上限値を抑えるような値となっている。増築部の最大変位応答はどのモデルもダンパーの粘性減衰係数が高いほど小さくなるが、変位応答の低減効果は徐々に頭打ちとなって行く。

既存部の最大応答変位及び最大応答加速度を図 7, 8 にそれぞれ示す。増築部が付加されることにより既存部の応答もやや低減されることが解る。評価値は BCJ-L2 に対しては良好な精度で予測できている。他の地震波に対して上限を抑えるような結果とはなっていないが、応答低減効果の傾向を追うことは出来ている。

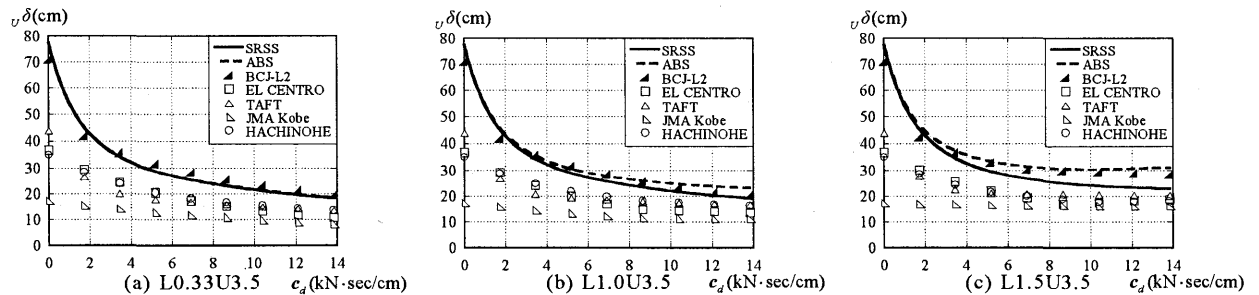


図 5 増築部最大応答変位(粘性ダンパー)

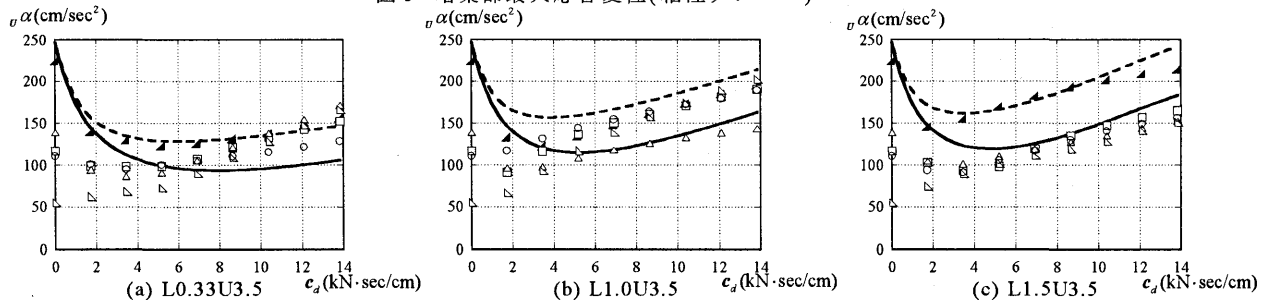


図 6 増築部最大応答加速度(粘性ダンパー)

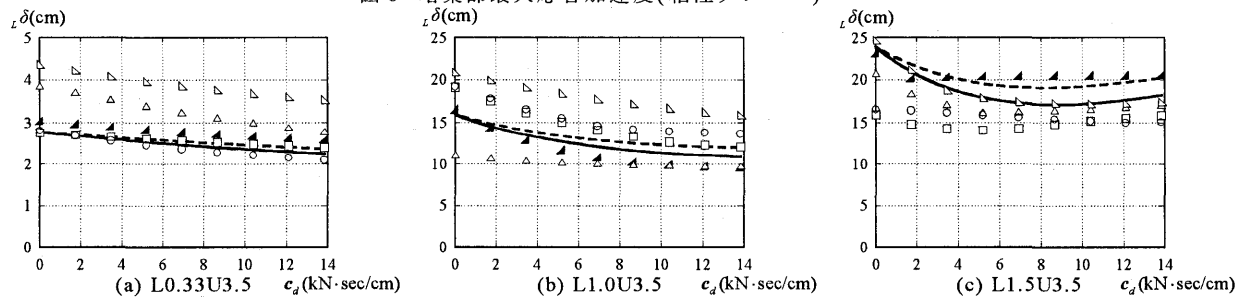


図 7 既存部最大応答変位(粘性ダンパー)

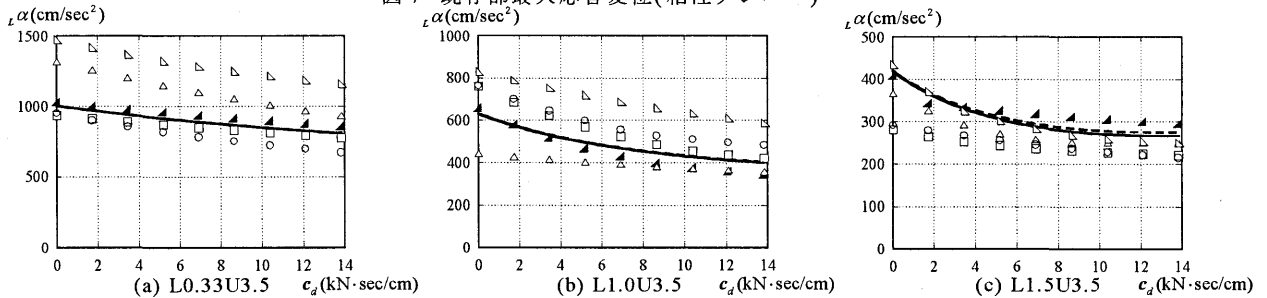
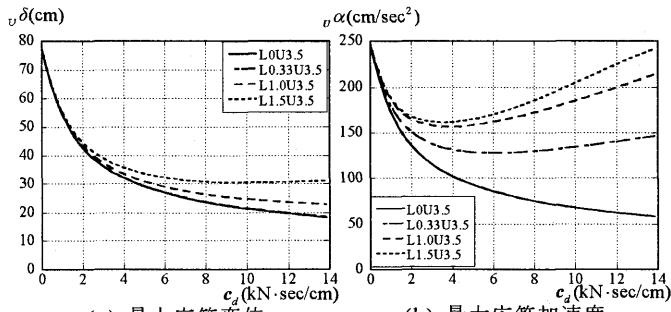


図 8 既存部最大応答加速度(粘性ダンパー)

図9(a)は既存部の剛性の異なるモデル毎にABSによる増築部最大変位応答の予測値を、横軸にダンパーの粘性減衰係数をとりプロットしたものである。同様に図9(b)は増築部最大応答加速度をプロットしたものである。L0U3.5モデルは既存部を剛体と仮定したもので、基礎免震と同等のモデルと考えられる。既存部の剛性が低いほど変位応答低減効果はダンパーの粘性減衰係数が小さな値で頭打ちとなる。最大加速度応答は既存部の剛性に大きく影響を受け、既存部の剛性が高いほど応答低減効果は高い、またそれぞれのモデル毎に加速度応答が最小となる最適ダンパー量が異なることが解る。図10は横軸に増築部の最大変位応答、縦軸に最大加速度応答のABSによる予測値をとり、モデルごとにプロットしたものである。ここでも既存部剛性毎に最適ダンパー量が異なる事が解る。既存部がRC造のL0.33U3.5モデルでは、 $c_d=5.19(\text{kN} \cdot \text{sec}/\text{cm})$ 程度が最適なダンパー量であるといえるが、既存部がS造のL1.0U3.5モデルでは $c_d=3.46(\text{kN} \cdot \text{sec}/\text{cm})$ 程度が最適なダンパー量となることが解る。



(a) 最大応答変位 (b) 最大応答加速度
図9 増築部最大応答(粘性ダンパー)

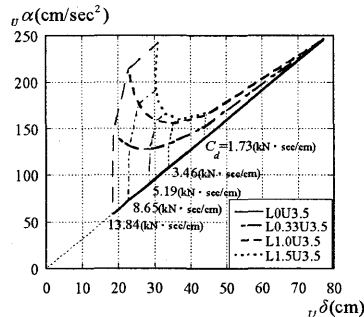


図10 粘性ダンパー・増築部応答低減効果

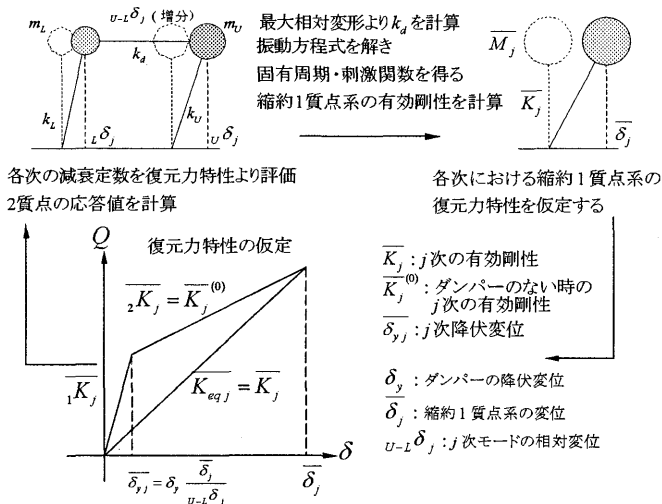


図11 弾塑性ダンパー付加時の予測方法

3 弾塑性ダンパー付加時の応答評価法

3.1 弾塑性ダンパー付加時の応答予測法の提案

ダンパーが弾塑性ダンパーであるときに対しても2章を応用して等価線形化手法に基づいた応答予測法を試みる(図11)。まずダンパーが付加されていない状態の振動方程式を解き、応答値を計算して各モードの有効剛性 $\overline{K_j^{(0)}}$ を求める。2質点間の最大相対変形 $u-L\delta_{\max}$ よりダンパーの割線剛性 k_d を計算する。これを振動方程式に代入し再度計算を行い、有効剛性 $\overline{K_j}$ を求める。 k_d が式に加わったことにより有効剛性が $\overline{K_j^{(0)}}$ から $\overline{K_j}$ に変化したのはダンパーが付加されたことによるものと考えて、ダンパーが降伏した後の縮約1質点系の剛性を $\overline{K_j^{(0)}}$ とおく、縮約1質点系は1次剛性 $\overline{K_j}$ と2次剛性 $\overline{K_j} = \overline{K_j^{(0)}}$ の復元力特性を有しており、その等価剛性は $\overline{K_{eqj}} = \overline{K_j}$ であると考え、 $\overline{K_j}$ と縮約1質点系の降伏変位 $\overline{\delta_{yj}}$ より $\overline{K_j}$ を計算することができる。この様にして仮定した各モードの等価一質点モデルの復元力特性より減衰定数を評価する。この減衰定数を用いて再度スペクトルより応答を計算、新たな割線剛性 k_d を振動方程式に代入し繰り返し、値が安定するまで収斂計算を行うことで応答を予測する。

以上の手法では、復元力特性と最大塑性率から減衰定数を評価することが重要となる。文献(6)では1質点弾塑性のモデルに対して(11)(12)式により初期固有周期0.2sec~3.0sec、2次剛性比0~0.5、そして最大塑性率1~10の範囲で最大応答予測を行っているが、本研究で対象とする塑性率が塑性率 μ_m が30を超える範囲では過大な減衰となるため、(13)式を併用する。L0U3.5モデルについて各式で最大応答予測をしたものと時刻歴応答解析結果を図12で比較している。(12)式による応答予測は観測地震波に対してはその上限を抑えることが出来ているが、人工地震波であるBCJ-L2に対しては減衰を過大に評価した危険側の予測となっている。一方、(13)式はBCJ-L2にほぼ対応した結果を与えている。

$$h'_{eq} = \frac{4(\mu-1)(K_1-K_2)}{2\pi K_{eq}\mu^2} \quad (11)$$

$$h_{eq} = h_0 + \int_1^{\mu_m} \frac{h'_{eq}}{\mu_m} d\mu \quad (12) \quad h_{eq} = h_0 + \frac{1}{2} \int_1^{\mu_m} \frac{h'_{eq}}{\mu_m} d\mu \quad (13)$$

3.2 弾塑性ダンパー付加時の応答

ダンパーの降伏荷重を変化させ、(13)式を用いて評価した応答値と、時刻歴応答解析結果の最大応答値をダンパーの降伏荷重を変化させて最大応答をプロットしたものを図13~図16に示す。付加するダンパーとしては、降伏変位7.5mmの鉛ダンパーを想定している。粘性ダンパーと同様に、ダンパーの降伏耐力が増加するにつれ、応答変位は一律に低減し、応答加速度は極小値をとった後増加している。又、既存部の応答は微少なが減少する傾向が見られる。応答スペクトルを用いた評価

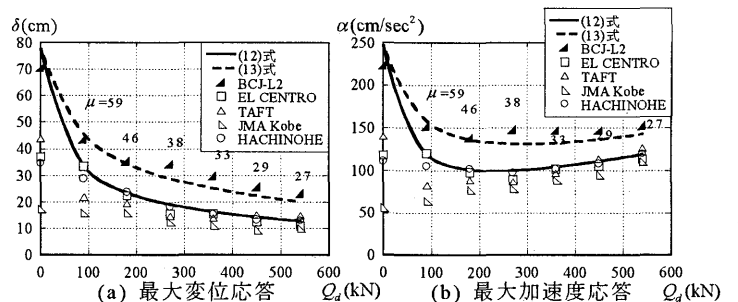


図12 L0U3.5・増築部最大応答(弾塑性ダンパー)

は増築部に対して BCJ-L2 を良好な精度で予測が出来ており、観測地震波に対しては上限を抑える結果となっている。既存部の応答に対しては L0.33U3.5 モデル, L1.0U3.5 モデルでは、ダンパーが付加されたことによる応答低減効果を予測できているが、L1.5U3.5 モデルについては予測精度が悪化している。

既存部剛性の影響を図 17 に示す。粘性ダンパーと同様に既

存部の固有周期 1sec 以下までは増築部の応答に大きな変化は見られず、既存部を剛体とみなしたときとほぼ同様の値を得ることがわかる。図 18 は横軸に増築部の最大変位応答、縦軸に最大加速度応答の予測値をとりモデル毎にプロットしたものである。粘性ダンパーを付加した時ほど既存部剛性の違いは顕著ではない事が解る。

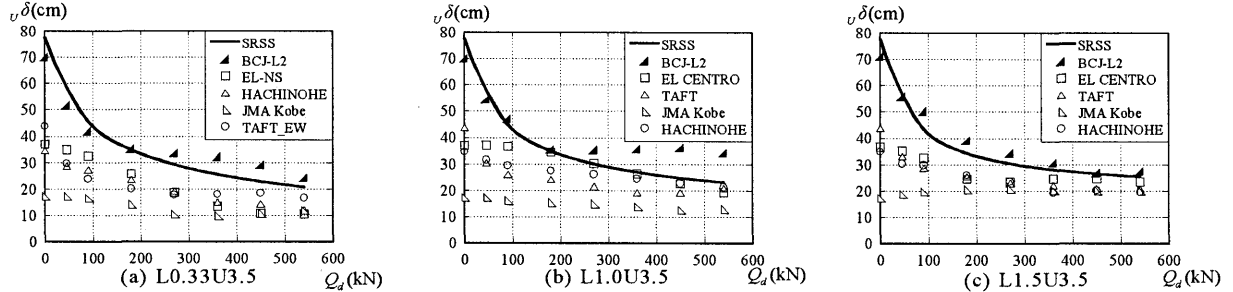


図 13 増築部最大応答変位(弾塑性ダンパー)

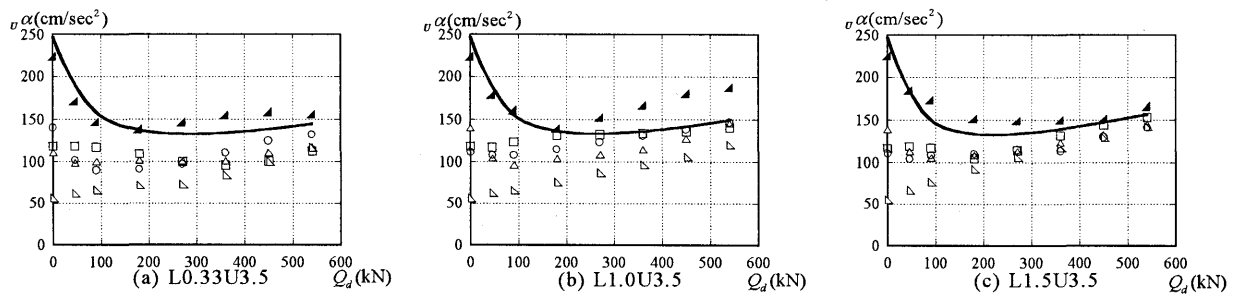


図 14 増築部最大応答加速度(弾塑性ダンパー)

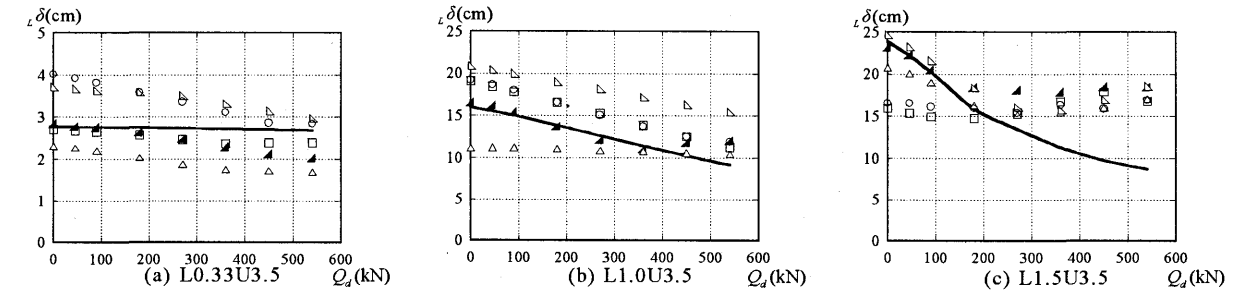


図 15 既存部最大応答変位(弾塑性ダンパー)

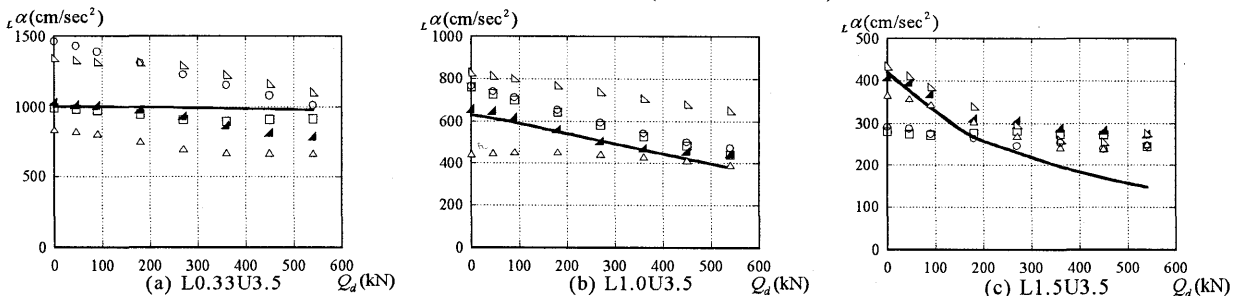


図 16 既存部最大応答加速度(弾塑性ダンパー)

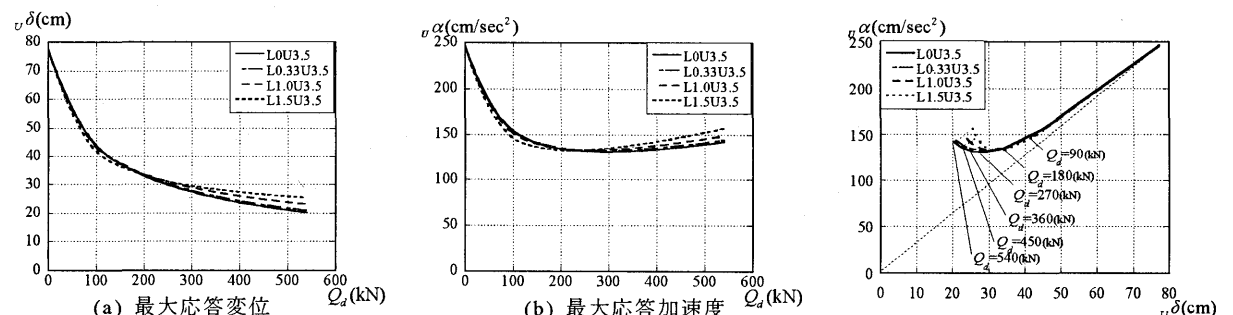


図 17 増築部最大応答(弾塑性ダンパー)

図 18 弾塑性ダンパー・増築部応答低減効果

4 等価多質点せん断モデルによる応答評価

次に既存部を5質点、増築部を4質点の9質点等価多質点せん断モデルの時刻歴応答解析との比較を行う。図19は縦軸に増築部各1~4層の最大応答変位と2質点モデルによる評価値を、横軸にダンパー容量を取っている。2質点モデルによる応答変位の評価値は、多質点モデルの最下層に対応しており、また上部での増幅は小さい。図20は増築部各層の最大応答加速度の時刻歴応答解析結果をダンパー量ごとに示したものである。ダンパーを付加することによって中間層の最大加速度応答が低減されている、しかしダンパー量が多くなるに従い最下層と最上層での加速度が増幅されている。

図21にL0.33U3.5モデル及び基礎免震と同等のL0U3.5モデルの各層の時刻歴応答解析結果の最大応答加速度を比較して示す。中間層での応答はほぼ同等の値となっているが、最下層と最上層ではその応答値はL0.33U3.5モデルの方が大きくなっている。このことより、既存建物付加型免震構法では既存部の影響により最下層と最上層で加速度応答がより増幅されることがわかる。図21の破線は2質点モデルにおける予測値である。

図22には既存部1~5層の層せん断力をダンパー量ごとに示す。ダンパー量が多くなるにつれて、層せん断力が各層とも微少ではあるが低減されている。

5 結

既存建物の上部に自立柱により支持された増築建物を付加する構法を考え、2質点系モデル化を用いて、既存部剛性やダンパー量と最大応答との関係を分析した。その結果、以下の特性が明らかになった。

- 1) 粘性ダンパー、弾塑性ダンパー共にダンパー量が増加すると増築部の応答変位は減少し、応答加速度は減少した後増加する。この為、応答加速度最小値より最適ダンパー量を求めることが出来る。この時、既存部応答変位、応答加速度、応答せん断力は増築前に比べて微少であるが減少する。
- 2) 既存部剛性が低下すると、増築部の応答低減効果は頭打ちとなるが、既存部が固有周期にして1.0s以下の範囲ではほぼ基礎免震と同様の特性を有する。
- 3) 2質点モデルを用い、応答スペクトル法より、応答評価する手法を示し、時刻歴応答解析との比較を行った。その結果、提案した手法は既存建物付加型免震構法の特性を概ね表現できていることが分かった。

参考文献

- 1) 小倉桂治, 高山正春, 辻田修, 木村雄一, 和田章: 中間層免震建物の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第516号, pp.99-104, 1999.2
- 2) 小林正人, 井澤保一, 洪忠憲: モード連成作用を考慮した中間層免震構造の各部地震応答予測 中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能 その2, 日本建築学会構造系論文集, 第572号, pp.73-80, 2003.10
- 3) 村上勝英, 北村春幸, 松島豊: 2質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第549号, pp.51-58, 2001.11
- 4) 蔭山満, 安井譲, 背戸一登: 連結制振の基本モデルにおける連結バ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
- 5) 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3
- 6) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による1質点弾塑性構造最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.53-62, 2003.9
- 7) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第3版, 技報堂, 2001.9
- 8) 大崎順彦: 建築振動理論, 彰国社, 1996.11

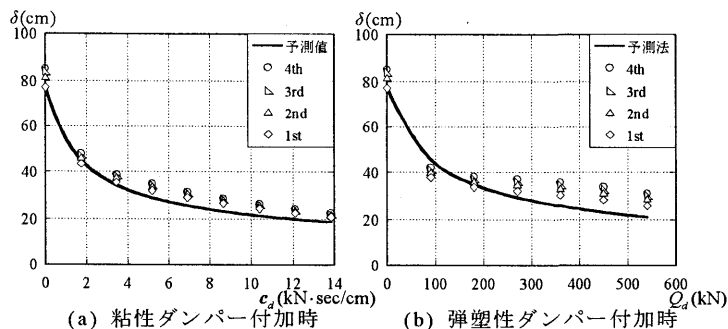


図19 増築部各層最大応答変位
(L0.33U3.5: 入力地震波 BCJ-L2)

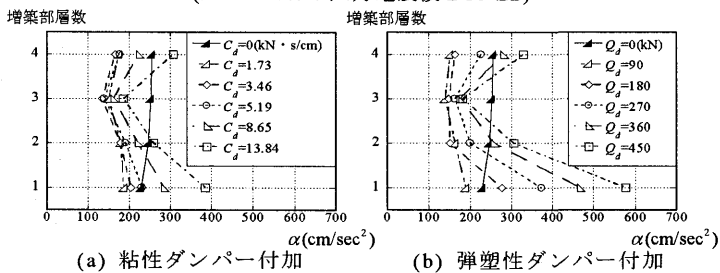


図20 増築部各層最大応答加速度
(L0.33U3.5: 入力地震波 BCJ-L2)

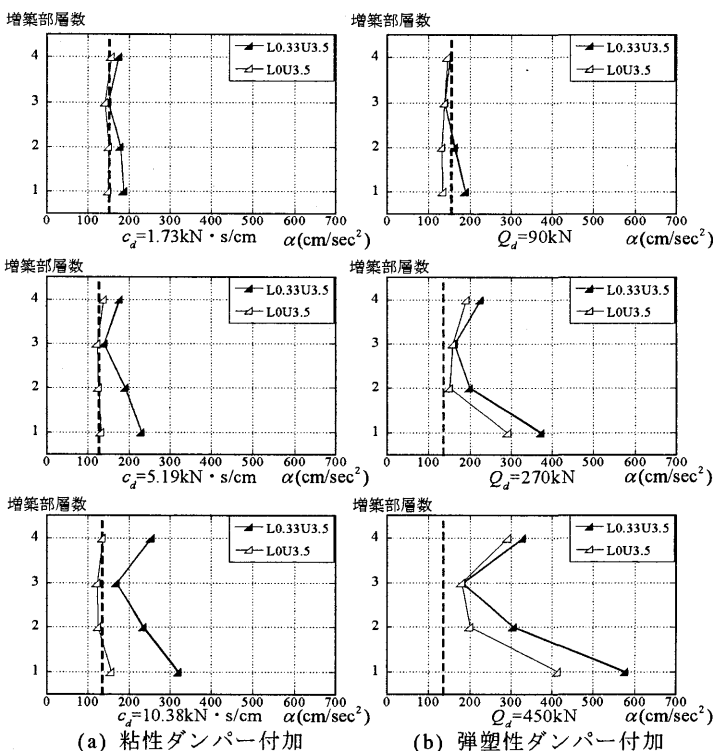


図21 増築部各層最大加速度応答の比較
(入力地震波 BCJ-L2)

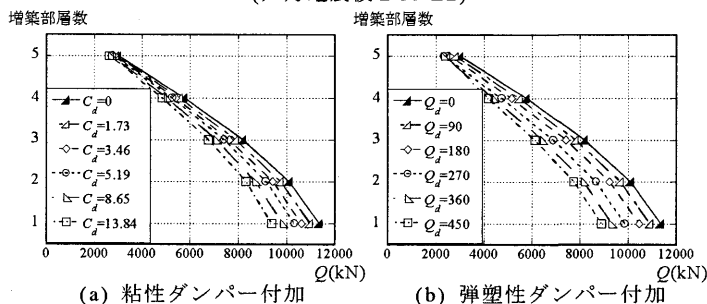


図22 既存部層せん断力(L0.33U3.5: 入力地震波 BCJ-L2)

[2006年10月13日原稿受理 2007年2月19日採用決定]