

既存建物付加型免震構法の安定性に関する研究

A STUDY ON THE STABILITY OF STEP-OVER ISOLATED STRUCTURE

竹内 徹 — * 1 山本洋介 — * 2
中田安洋 — * 3 佐伯英一郎 — * 4

Toru TAKEUCHI — * 1 Yosuke YAMAMOTO — * 2
Yasuhiro NAKATA — * 3 Eiichiroh SAEKI — * 4

キーワード：
免震, 増築改修, 非線形性, 動的応答

The authors have proposed Step-over Isolated Structure system as one of the extension methods for multistory housings. In this system, stability consideration for the supporting columns is essential, including $P-\Delta$ effects and plastic deformation of columns. In this paper, the effects of such combined non-linear characteristics of the columns on the stability and seismic response of the system are studied and discussed.

Keywords:
Seismic isolation, Extensive retrofit, Complex non-linearity dynamic response

1. 序

筆者らは前報告¹⁾において居住者退去の困難な中層階段室型住棟に対し、細長い柱で自立し長周期化させた住宅を上部に増築し、既存住棟とエネルギー吸収機構をつないで応答の低減を図りつつ高度利用する既存建物付加型免震構造を提案した。本構法では、増築部を細長比の大きな支持柱で支持することにより増築部を長周期化し免震効果を得ようとするものであるが、実用化には $P-\Delta$ 効果や塑性化を考慮した支持柱の安定性の検討が必須となる。そこで本研究では支持柱の幾何非線形性及び材料非線形性が引き起こす様々な不確定要因がその安定性および応答特性に与える影響について解析的に分析し、本構法のロバスト性を確保するための条件を整理する。その上で 1/20 の縮小試験体を製作して振動台実験を実施し、解析で得られた特性の確認を行う。

2. 弾性域における支持柱の復元力特性

2-1 数値解析モデル

本報告では増築部を支持する柱を図3に示す線材モデルで表現し幾何非線形性の検討を行う。増築部の回転は拘束され、柱脚部には基礎剛性を模した回転バネ k_θ が存在しているとする。支持柱の自重は無視する。支持柱の下端から i 番目の微小要素を取り出す(図4)と、要素の上下端に働く軸力 N ・せん断力 Q の水平分力・鉛直分力の和は、それぞれ鉛直荷重 P ・水平荷重 H と一致する。中立軸の軸歪みを無視し、要素の長さ ds を一定とすると、要素下端の条件より図5に示す収斂計算より要素の変形状態が求まる。更に材下端の要素から計算を行い、微小要素の変形を足し合わせて材全体の変形状態を求める。図6に材端が全塑性モーメント M_p に到達するまでの解析手順を示す。柱の軸力比は M_p に影響を与えない範囲とし、材料特性は完全弾塑性と仮定する。材に加わる荷重が大きくなると支持柱上下端のモーメントが大きくなり、まず上端のモーメント M_B が降伏モーメント M_y 、次いで全塑性モーメント M_p に達し、この時、塑性ヒンジが形成されると仮定する。塑性ヒンジ発生後は $M_B=M_p$ を保つものとする。上端座標 (u, x) と下端のモーメント M_A を仮定し、微小要素長 ds の和が材長 l になるまで計算を行い、計算結果と仮定値が一致するまで収斂計算を行う。更に水平荷重を増加させると下端の M_A も M_y から M_p に達し、直前の変形状態を保ちつつ次式(1)を満足するように変位と荷重を決定する。

$$2M_p = Pu + Hx \quad \dots (1)$$

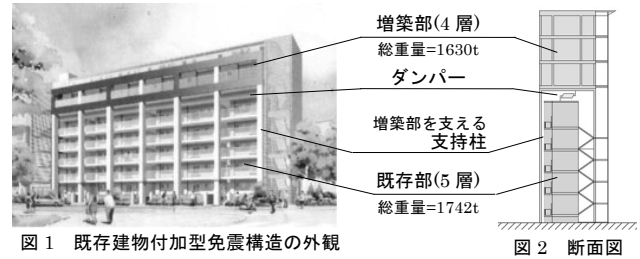


図1 既存建物付加型免震構造の外観

図2 断面図

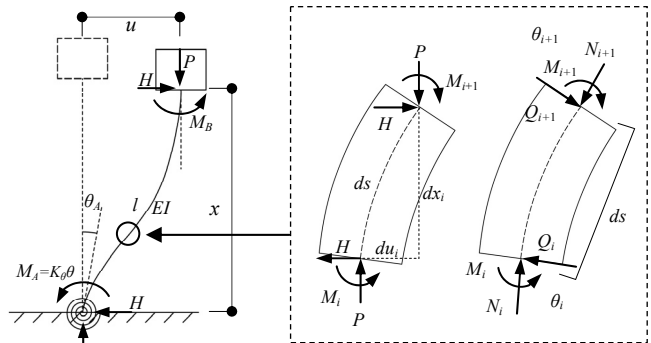


図3 線材解析モデル

図4 i 番目の微小要素

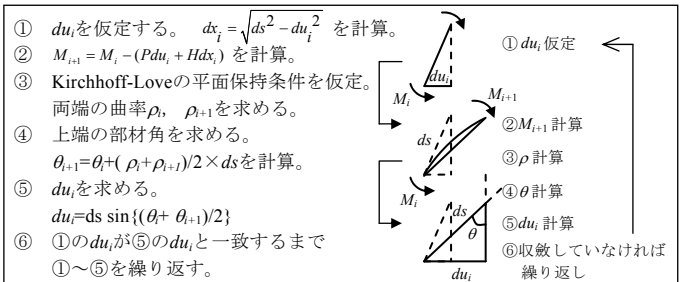


図5 微小要素の変形計算手順

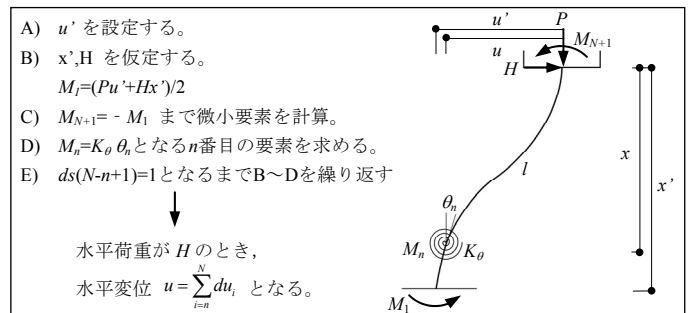


図6 荷重-変形関係の数値解析手順(塑性ヒンジ発生前)

¹⁾ 東京工業大学建築学専攻 教授・博士 (工学)
(〒152-8550 東京都目黒区大岡山2-12-1 M1-29)
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(株) マネージャー
⁴⁾ 新日鉄エンジニアリング(株) 部長・博士 (工学)

¹⁾ Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

²⁾ Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
³⁾ Manager, Nippon Steel Engineering Corporation
⁴⁾ Senior Manager, Nippon Steel Engineering Corporation, Dr. Eng.

2-2 鉛直荷重の影響

次に図7のモデルの荷重-変形関係の線形理論値を式(2)~(4)の座屈たわみ角法²⁾基本式より求める。無次元化鉛直荷重 p は鉛直荷重 P を両端回転固定時のオイラー座屈荷重 P_{cr} で除したもので、 K_{θ} は柱脚部回転剛性、 k_{θ} は無次元化回転剛性で各々式(5)(6)で表される。 $u/l \approx R$ とすれば荷重と変形の関係は無次元化剛性 k を用いて(7)式で表される。

$$p = \frac{P}{P_{cr}}, \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^3} \quad \dots (5) \quad k_{\theta} = \frac{K_{\theta} l}{EI} \quad \dots (6)$$

$$H = k \frac{EI}{l^3} u \quad k = \left\{ \gamma \left(\frac{2k_{\theta} + \alpha - \beta}{k_{\theta} + \alpha} \right) - \pi^2 p \right\} \quad \dots (7)$$

図8に無次元化した荷重-変形関係を示す。図中の各プロットは2-1節の数値解析による値、各線は上記の線形理論値である。水平変位が大きい領域では数値解析結果は理論値より外れていく。これは線形理論値では変形に伴う鉛直変位を無視している事によるものである。 u/l が0.2以下の範囲で、解析値と理論値は良く一致しており、この領域では荷重-変形関係の上で鉛直変位の影響を無視出来る。線形理論値では無次元化剛性 k は k_{θ} と p 毎に一定値をとり、荷重と変形は比例関係にある。図9に柱脚部回転バネが k に与える影響を示す。 k_{θ} が10程度以下では柱脚バネが層剛性に与える影響は急激に増大する。図10に p が水平剛性 k に与える影響を、 $p=0$ の際の無次元化剛性 k_0 と k の差を p で除した形で示す。 $(k_0 - k)/p$ は11~12の範囲内に分布しており、 k を式(8)で近似的に評価することが出来る。

$$k = k_0 - 12p \quad \dots (8) \quad k_0 = 6 \left(\frac{2k_{\theta} + 2}{k_{\theta} + 4} \right) \quad \dots (9)$$

2-3 転倒モーメントの影響

増築部がある程度の高さを有するときの付加転倒モーメントについて考える。図11に見るように上部剛体の中心に水平力 $2H$ と鉛直荷重 $2P_0$ が作用する時、転倒モーメントにより柱に軸力が付加され、圧縮側軸力 P^+ と引張り側軸力 P^- は各々式(10)のようになる。

$$P^+ = P_0 + \frac{2Hh}{a} + \frac{2P_0 u}{a}, \quad P^- = P_0 - \frac{2Hh}{a} - \frac{2P_0 u}{a} \quad \dots (10)$$

双方の柱を合計した荷重変形の関係式は、式(11)で表される。

$$2H = H^+ + H^- = (k^+ + k^-) \frac{EI}{l^3} u \quad \dots (11)$$

k^+ 及び k^- は式(3)~(7)において P を式(10)の各鉛直荷重に置き換える事によって各々求まるが、これらは H, u の関数となるため、真値を求めるには u を仮定し計算結果と仮定値が一致するまで収斂計算を行う必要がある。図12に荷重-変形関係の収斂計算による線形理論値、式(8)の近似式を用いた計算値、及び数値解析値をプロットしている。3者はよく一致しているが式(8)を用いた近似式はやや低めの値を与える。図13に転倒モーメントを考慮した荷重-変形関係の理論値を2-2節で求めた考慮無しの値を比較する。水平変位が大きくなるにつれその差は拡大するものの、圧縮側柱の水平力 H^+ が正の領域($u/l < 0.2$)では双方の差は微小であり、この範囲で転倒モーメントが系の荷重-変形関係に与える影響は実用上無視できると考えられる。

3. 弾塑性時の支持柱の復元力特性

次に支持柱が塑性化する場合を考える。柱の材料特性を完全弾塑性と仮定した時の数値解析結果を図14, 15に示す。図14は柱脚部回転バネが固い場合、図15は柔らかい場合である。各図には転倒モーメントの影響を無視した結果も合わせて示しているが両者は殆ど重なっており、検討例では付加軸力が圧縮側モーメントに与える影響は

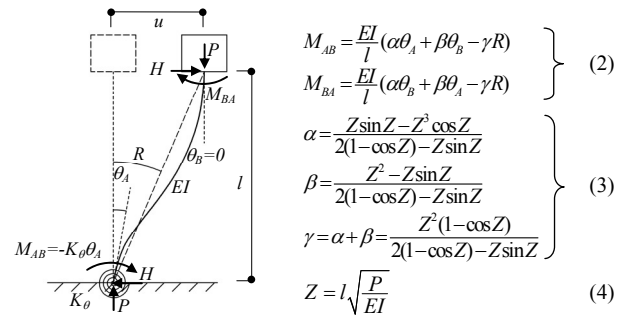


図7 P- Δ 効果を考慮したモデル

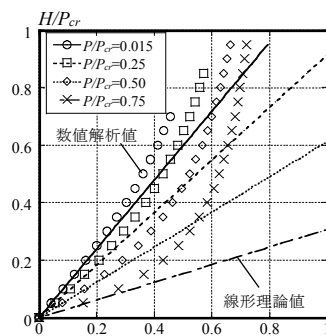


図8 荷重-変形関係 ($k_{\theta} = \infty$) u/l

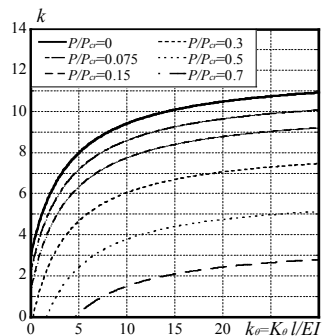


図9 無次元化回転剛性の影響

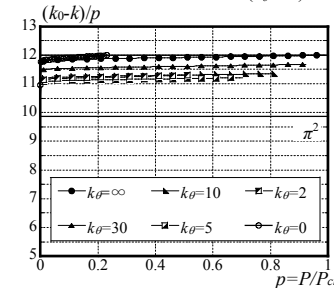


図10 鉛直荷重の剛性への影響

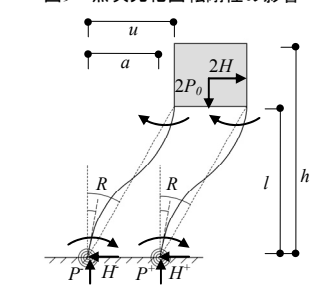


図11 転倒モーメント考慮モデル

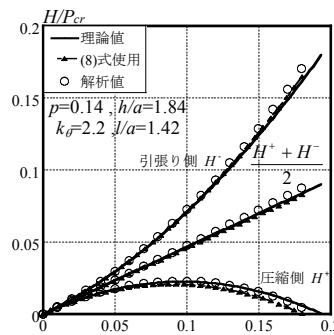


図12 転倒モーメントを考慮した荷重-変形関係

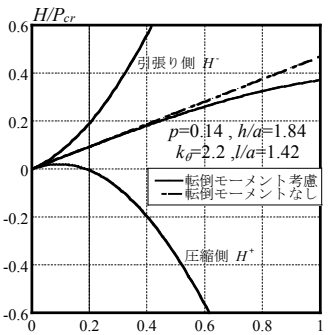


図13 転倒モーメントによる非線形性の影響

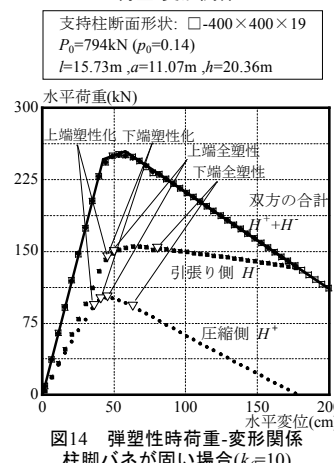


図14 弾塑性時荷重-変形関係
柱脚バネが固い場合 ($k_{\theta} = 10$)

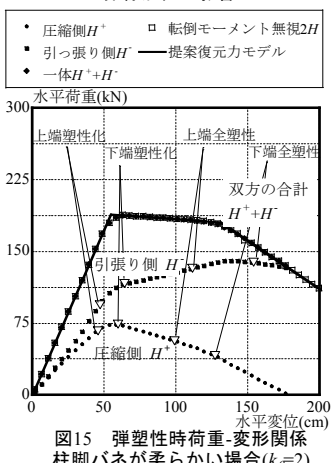


図15 弾塑性時荷重-変形関係
柱脚バネが柔らかい場合 ($k_{\theta} = 2$)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_B = \frac{Pu}{1 - \cos(k_0/12\pi)} + Hl\sqrt{3/k_0} \quad \cdot \cdot \cdot (12) \\ u_p = M_p / \left\{ \frac{Pu}{1 - \cos(k_0/12\pi)} + k\sqrt{3/k_0} \frac{EI}{I^2} \right\} \quad \cdot \cdot \cdot (13) \\ g u_p = 2M_p / \left\{ P + \frac{(12 - 12P/P_{cr})EI}{I^2} \right\} \quad \cdot \cdot \cdot (14) \\ l u_p = g u_p + l \frac{M_p}{K_\rho} \quad \cdot \cdot \cdot (15) \end{array} \right.$$

前節で得た支持柱の復元力特性を用いて増築部を4質点、既存部を5質点のモデルとし、図17の様に増築最下層と既存部最上層を弾塑性ダンパーでつないだ応答解析モデルを設定し、Wilson- θ 法($\theta=1.4$)により時刻歴応答解析を行い、既存建物付加型免震架構の地震応答時安定性を検証する。支持柱の復元力は前章で設定した復元力特性を骨格としたMasing型の復元力特性(図18)を設定し解析する。応答解析モデルの構造諸元を表1に示す。入力地震波はBCJ-L2原波($V_{\max}=57.4\text{cm/s}$)、観測地震波(EI-Centro-NS, Taft-EW, JMA-Kobe, Hachinohe-EW)は最大速度 $V_{\max}$ を 50cm/sec に規準化して用いる。

まず両端回転固定条件の支持柱の弾塑性履歴モデルを用い、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s を変化させた時刻歴応答解析結果を、各支持柱の水平剛性を $12EI/l^3$ として評価した簡易モデルによる解析と合わせて図19に示す。 $\alpha_s>0.02$ 程度のダンパー量があれば支持柱最大応答変位の差は殆どない。最大変位が大きく支持柱が塑性化した場合には、最大層せん断力に大きな差が生じる。

次に、柱脚回転バネを変化させその影響を検討する。図20は、 $k_{\theta}=10$ 、 $k_{\theta}=2$ の場合を比較したものである。柱脚バネの柔らかい $k_{\theta}=2$ では、増築部の固有周期が伸びる為、応答せん断力は低減するが、応答変位に対して回転バネの影響は比較的小さい。

既存部が塑性化した場合の影響について検討する。既存部がベースシヤ係数0.3程度で塑性化するモデルを想定し、復元力特性をバイリニア型でモデル化する。図21に既存架構弾性時と比較し解析結果を示す。既存部弾性時には、既存部の層間変形が低減しているのに対し、既存部塑性化に伴い、ダンパーの量が多い範囲で上層部が増築部に引きずられ、層間変形が増大する傾向がみられる。一方、増築部の応答には殆ど変化は見られない。

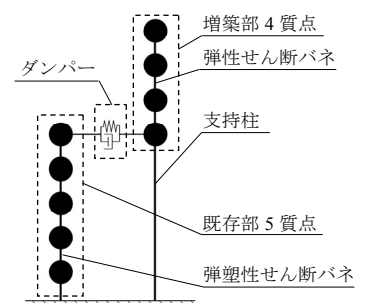


図 17 応答解析モデル

階	質量(t)	減衰定数	剛性(kN/mm)
9	444.9	0.01	460.1
8	400.2	0.01	480.3
7	399.9	0.01	420.4
6	384.5	0.01	-

ダンパー 降伏変位 (mm)
7.5

図 18 支持柱の復元力特性

図 18 支持柱の復元力特性

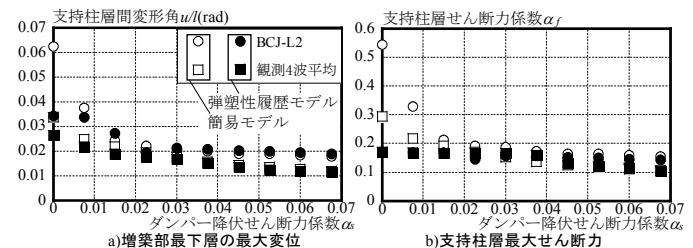


図 19 非線形性の影響

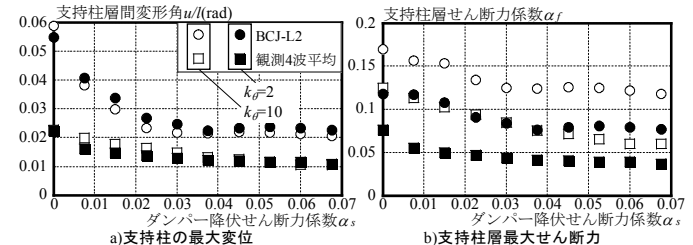


図 20 柱脚部回転バネ剛性の応答への影響

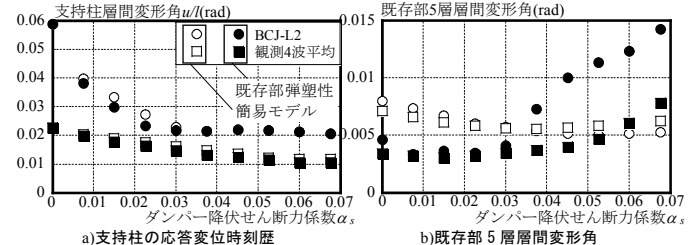
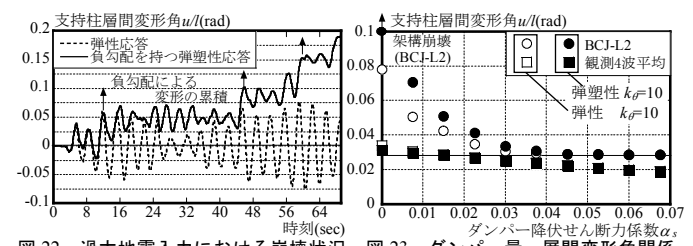


図 21 既存部塑性化の応答への影響



時刻(sec)

図 22 過大地震入力における崩壊状況

ダンパー降伏せん断力係数 α_s

図 23 ダンパー量 - 層間変形角関係

4-4 過大地震入力に対する安定性

最後に、地震波入力レベル力を増加させ、崩壊性状を確認する。図 22 にダンパーのない増築部に最大速度 $V_{\max}=75\text{cm/sec}$ に規準化した BCJ-L2 波を入力した際の応答変位の時刻歴を示す。支持柱の変形が負勾配に入ると水平変形が蓄積し崩壊に至ることがわかる。 $V_{\max}=75\text{cm/sec}$ の入力の入力に対してダンパー量を変化させながら応答をプロットしたものを図 23 に示す。このとき、ダンパーの降伏せん断力係数比 $\alpha_s=0.045$ 程度以上のダンパーを投入すれば最大応答変位が不安定領域に入ること回避できる。この条件は、最大応答変位が(13)式の u_p 以下となることで満足される。

5. 縮小架構模型を用いた振動台実験

5-1 実験概要

前章までに得られた構造特性を確認するために、表 2 に示される相似則に則り縮小架構模型を作製した。本章では、この模型を用いた振動台実験の概要について説明する。図 24 にセットアップ図と計測位置、図 25 に歪ゲージ位置を示す。本実験では、縮小率 λ を 1/20 としている。試験体は増築部 3 層と既存部 5 層からなり、増築部と既存部の各層間はフラットローラーベアリングで支持され振動台の加振方向に対して自由に移動可能となっており、各層を鋼板でつなぎ所定の水平剛性を持たせている。増築部は鋼管支持柱 4 本により支持されている。各層の重量は、既存部で各層 144kg(実大で 57.6t)、増築部は各層 349kg(実大で 139.6t、全体で治具を含め 1129kg)である。また、増築部単体の固有周期は約 0.525 秒(実大で 2.35 秒)である。既存部は柱に 4 種類の鋼板を用いることで鉄骨造、RC 造等を模擬する。また、増築部と既存部をつなぐダンパーには図 26(a)に示す特性を持った弾塑性ダンパー(写真 1)、同図(b)に示す粘性ダンパー(写真 2)の 2 種類を使用する。以上の条件で、スイープ波加振、正弦波加振、人工地震波 BCJ-L2、規準化された観測地震波 3 波、El-Centro, JMA-Kobe, Taft の 25cm/sec, 50cm/sec を時間軸を調整し入力する。測定は図 24 中の $\delta 1 \sim \delta 6$ の変位をレーザー変位計で、 $\alpha 1$, $\alpha 2$ の加速度を加速度計で測定した。

5-2 弾塑性ダンパー付架構の実験結果

本実験では、弾塑性ダンパーの降伏せん断力係数比 $\alpha_s=0.008 \sim 0.047$ をパラメータとして付加し振動台実験を行った。まず、0.1Hz~15Hz まで 0.1Hz 刻みで周波数を変化させた一定振幅のスイープ波を加振を行い、得られた固有振動数を図 27 に示す。増築部、既存部ともにダンパーによる連結が弱くなるにつれて各々の固有振動数に近づいていく。また、既存部の剛性の変化に伴ってダンパー量が同等であっても固有振動数に差が生じている。これは既存部の剛性が大きいと増築部の固有振動数が既存部に引きずられて大きくなる傾向を示している。

次に、スイープ波加振により算出された 1 次または 2 次固有振動数と同等の振動数をもつ正弦波を 50 サイクル入力した。その後自由振動に移行させ、試験体の振動が止まるまで測定を続ける。この応答結果より振幅比 d から下式により減衰定数を同定する。図 28 に得られた減衰定数と振幅比 d の関係を示す。

$$h_{eq} = \frac{\ln d}{2\pi} \sqrt{1 + \left(\frac{\ln d}{2\pi}\right)^2} \quad \dots (16)$$

弾塑性ダンパー付加時には、既存部の剛性、ダンパー量により等価

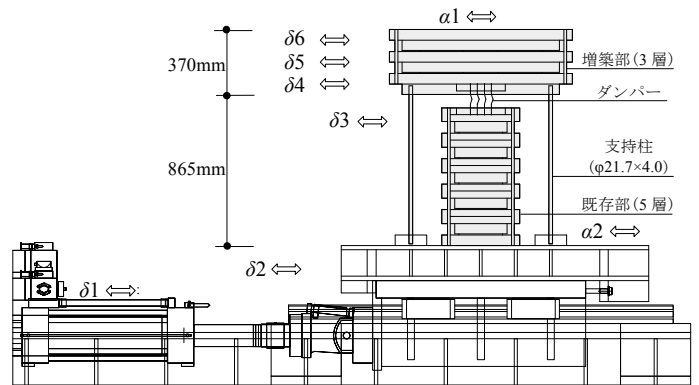


図 24 振動台実験セットアップ図&測定位置

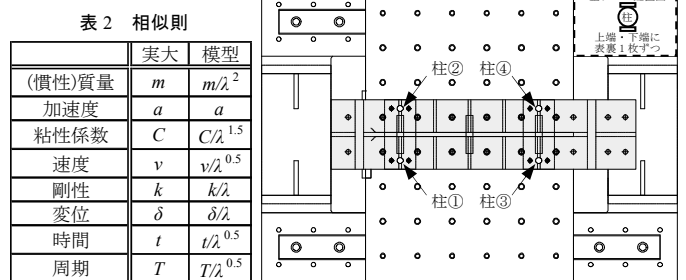


図 25 ひずみゲージ位置(平面図)

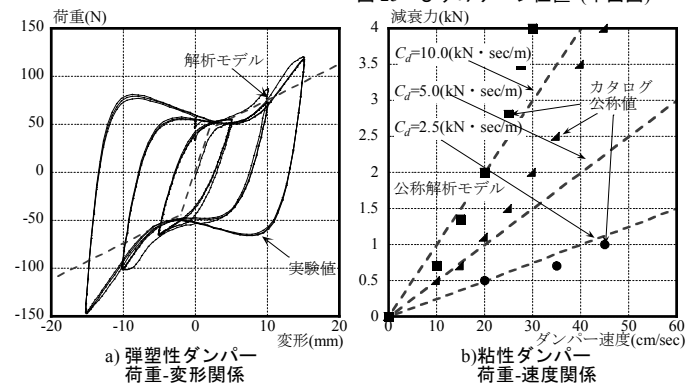


図 26 ダンパー減衰特性



写真 1 弾塑性ダンパー



写真 2 粘性ダンパー

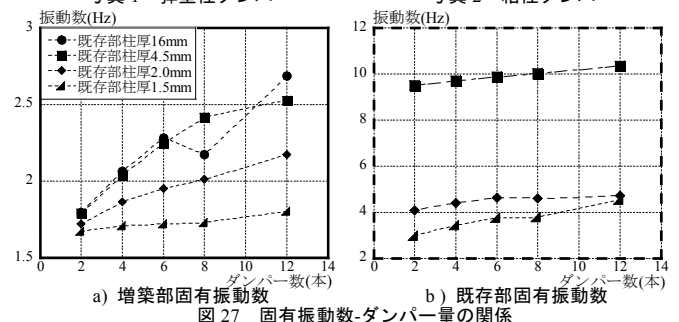


図 27 固有振動数-ダンパー量の関係

減衰が異なり、既存部の剛性が大きい方が減衰定数 h_{eq} は大きくなり、ダンパー量が多い方が h_{eq} は小さくなる傾向がみられる。このことは既存部の剛性が小さい場合に、ダンパー量を増やしすぎるとシステム全体の減衰性能が落ちてしまうことを意味している。一方、振幅による明確な対応関係は見られない。

続いて、地震波載荷結果を示す。図 29, 30 に横軸を α_s 、縦軸を増

築部1層の変位あるいは加速度の最大応答低減率とし、前章に示した時刻歴応答解析手法による解析結果と併せて示す。このとき、増築部支持柱の復元力特性は、第5章における簡易計算手法によって求められた荷重-変形関係を使用している。U16L16試験体は既存部がRC造相当、U16L4.5試験体は既存部がS造相当である。どちらの場合も実験結果は数値解析結果と概ね対応しているのがわかる。傾向としては、変位応答については α_s が大きくなるにつれて低減効果が期待でき、加速度応答に関しては α_s が大きくなるとかえって応答が大きくなってしまふことがわかる。また、JMA-Kobe波のようなパルスの地震波に対して加速度が低減しない傾向にあるといえる。なお、前報で報告したように α_s が大きくなっても既存部の応答にはあまり影響を与えないことが確認された。

5-3 粘性ダンパー付架構の実験結果

粘性ダンパーは増築部を剛体として仮定した等価減衰定数 $d_{eq}=0.098, 0.196, 0.392$ と変化させ振動台実験を行った。まず、弾塑性ダンパー付加時と同様に、スイープ波加振の結果を図31に示す。弾塑性ダンパー付加時とは異なり、 d_{eq} の値に関わらず試験体ごとに増築部単体とは異なるほぼ一定の固有振動数を有することがわかる。これは粘性ダンパーがほぼ一定の剛性を有することを示している。

次に、スイープ波加振により算出された1次または2次固有振動数と同等の周波数をもつ正弦波を50サイクル加振し、その後自由振動に移行させ、試験体の振動が止まるまで測定を続けた。ここでは消費エネルギーに基づいて減衰定数を評価する。まず、粘性ダンパー単体の性能を評価する。図32に実験値と図26-b)から求められるカタログ公称値の比較を示す。ダンパーの減衰公称値を大きくしても $d_{eq}=0.4$ 程度で実際のダンパーの減衰性能は頭打ちとなる。次にシステムに組み込んだダンパーの目標減衰定数と正弦波加振による増築部の減衰定数を比較した場合、ダンパーの減衰定数が大きくなっても既存部でエネルギー吸収される量が増え、増築部の減衰定数は目標値に比べ低減されることが図33からわかる。

続いて、地震波载荷結果を示す。図34, 35に横軸をダンパーの減衰定数 d_{eq} 、縦軸を増築部1層の変位あるいは加速度の応答低減率とし、前章までに示した時刻歴応答解析手法による解析結果と併せて示す。なお、時刻歴応答解析は(1)の弾塑性ダンパー付加時と同様のモデルで行った。U16L16/U16L4.5試験体について比較すると、どちらも概ね同様の傾向を示している。最大変位応答は、 d_{eq} が大きくなるほど応答低減するが、 d_{eq} が大きくなるにつれ最大応答低減率は一定値に近づいていく。弾塑性ダンパー付加時と同様、JMA-Kobe波のようなパルスの地震波に対しては加速度が低減しない傾向にあるが、他の加速度応答は $d_{eq}=20\%$ 程度の減衰付加の場合に最小値をとり、この程度の付加減衰が本構造における最適値となる。

5-4. 過大入力時の挙動

本章では、既存部が塑性化またはダンパーが破断した終局状態を想定し、増築部のみを振動させその挙動を確認する。载荷はまず、 $V_{max}=50\text{cm/sec}$ の地震波BCJ-L2を2波、El-Centroを3波入力したが、それでも残留変形は0.4mm(実大で8mm)程度で負勾配領域にいたらなかったため、続いて増築部の固有周期をもつ正弦波を振幅を漸次大きくしながら入力し支持柱を塑性化させ、塑性化後も固

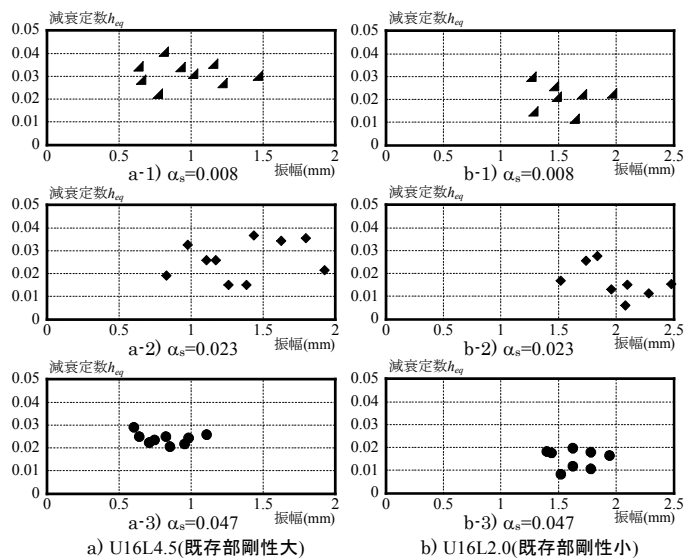


図28 振幅 - 減衰定数関係(弾塑性ダンパー)

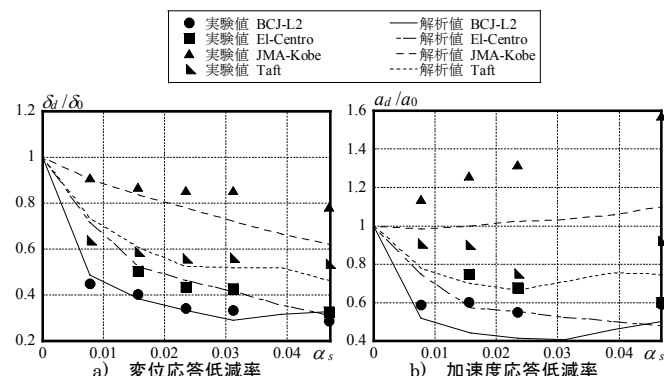


図29 U16L16試験体ダンパー量 - 低減率関係

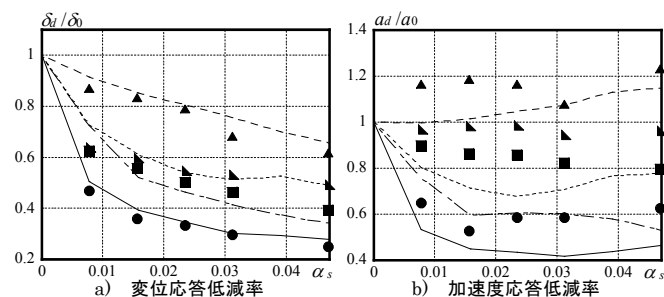


図30 U16L4.5試験体ダンパー量 - 低減率関係

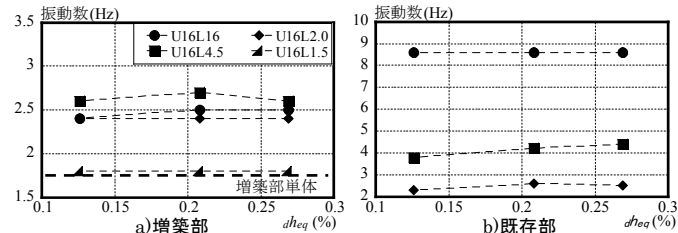


図31 固有振動数の比較

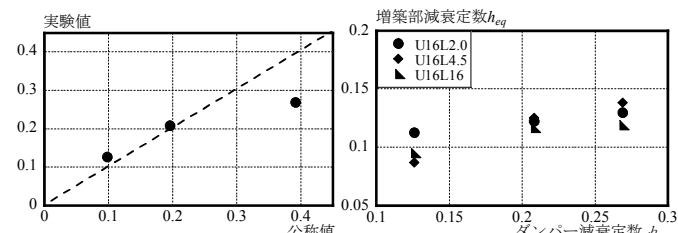


図32 粘性ダンパー単体の公称値と実験値

図33 増築部の減衰定数の推移

有周期を確認しながら正弦波加振を続けた。図 36-a)～c)に代表的な荷重-変形関係を横軸に支持柱の層間変形角、縦軸に水平力を増築部自重で除し無次元化した値で示す。支持柱は上端でまず塑性ヒンジを形成し、続いて下端で同様にヒンジを形成、その後 $P-A$ 効果により水平剛性が負勾配になり崩壊に至った(写真 3)。これらの履歴曲線を重ね合わせたものを数値解析モデルと比較して図 36-d)に示す。数値解析モデルは 4 章で述べた幾何非線形性・材料非線形性を考慮したモデルを用いた。両者は概ね良い対応を示しており第 4 章の数値解析モデルの妥当性を確認できる。以上の結果について、山崎・遠藤らの提案する安定比³⁾を用いた弾塑性地震応答評価を行うと、最初の BCI-L2, El-Centro 波 $V_{\max}=50\text{cm/sec}$ に対する安定比はそれぞれ 0.13, 0.19 となり、完全崩壊に相当する安定比が 1 に対し十分小さいことから、本構法は同程度の地震波に対して十分に安定した架構であると考えられる。

6. 結

本検討で得られた結論を以下に述べる。まず、既存建物付加型免震構造の詳細な数値解析を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 水平変形に伴う幾何非線形性の復元力特性に与える影響は支持柱の層間変形角が 0.2rad 以下では微小である。また、転倒モーメントが系の復元力特性に与える非線形性の影響は、圧縮側柱の受け持つ水平力が正の範囲では無視し得る。双方を総合しても層間変形角 0.2rad 以下では、線形理論値による評価が可能と考えられる。一方、柱脚部の回転剛性の支持柱に与える影響は無次元化剛性 k_0 が 10 以下程度より顕著になり、その影響を考慮する必要がある。
- 2) 上記範囲において既存建物付加型免震構造の系としての復元力特性の簡便な計算手法を提案し、また支持柱が弾性範囲内に収まる変位に対する計算法を提案した。

続いて、縮小架構模型を用いた振動台実験を行った結果、以下の特性を確認した。

- 3) 弾塑性ダンパーを付加した場合、ダンパーの降伏せん断力係数比 α_s が増えすぎると固有周期が短くなり、減衰性能も落ちるが、変位・加速度ともに低減するものが多い。粘性ダンパーを付加した場合、ダンパーの目標減衰定数 d_{heq} が大きくなっても固有周期には影響を与えず、系としての等価減衰は概ね 10%程度にとどまる。地震応答に関しては、弾塑性ダンパー付加時と同様の結果となった。以上の結果は概ね数値解析結果と一致した。
- 4) 増築部単体に対し崩壊に至る加振実験を行った結果、崩壊に至る荷重-変形関係も提案した復元力特性と概ね良い対応を示し、提案モデルの妥当性が確認できた。得られた結果を総合すると本報告で検討した規模の既存建物付加型免震構造は $V_{\max}=50\text{cm/sec}$ 程度の地震入力に対し、十分な安定性を有しているものと判断される。

謝辞

本研究は大島康昌氏(当時大学院生)の行った修士研究の一部を含んでいる。ここに深謝する。

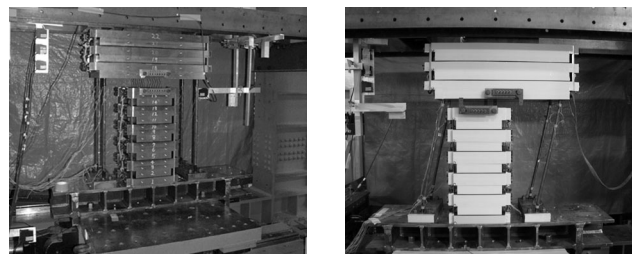
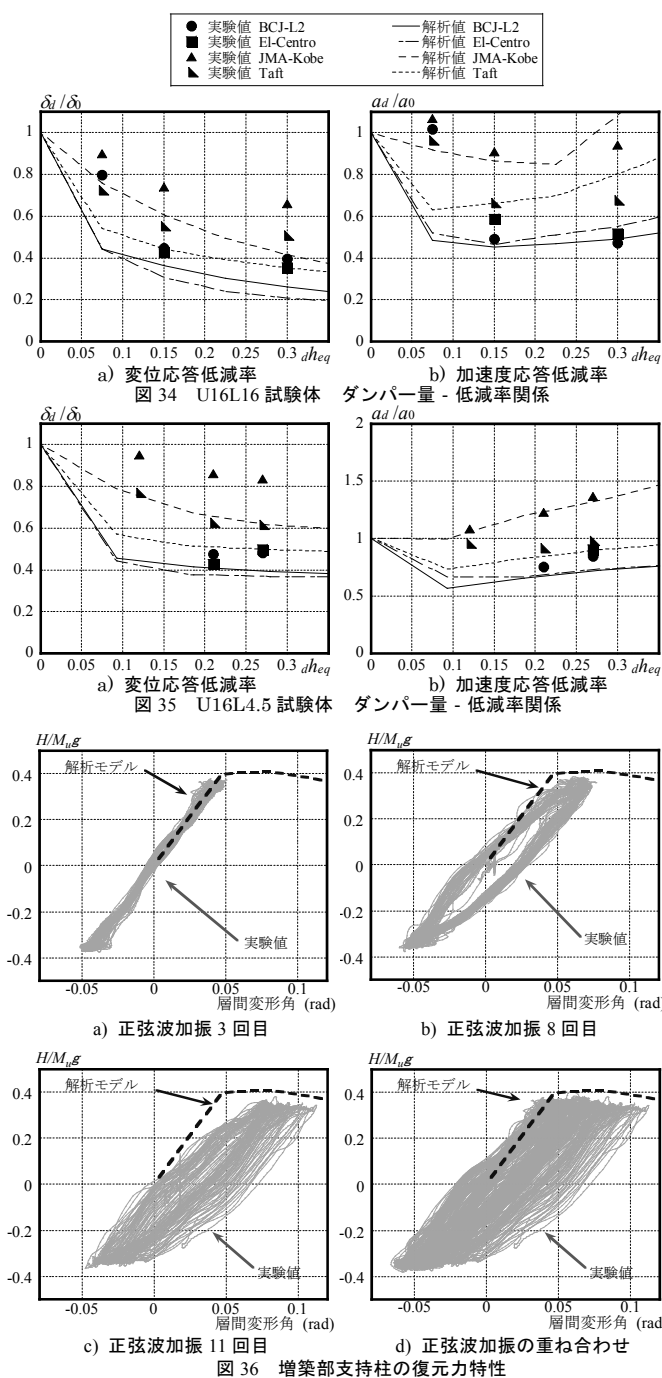


写真 3 過大入力前後の試験体

参考文献

- 1) 竹内徹, 大島康昌, 中田安洋, 佐伯英一郎: 既存建物付加型免震構法の応答特性, 日本建築学会技術報告集, 第 13 巻, 第 25 号, pp153-155, 2007 年 6 月
- 2) 若林實: 鉄骨構造学詳論, 丸善, 1985 年
- 3) 山崎真司, 遠藤和明: 弾塑性地震応答における $P-A$ 効果と安定比, 日本建築学会構造系論文集, 第 52 号, pp71-78, 2000 年 1 月

[2010 年 2 月 16 日原稿受理 2010 年 4 月 5 日採用決定]