

論文 串団子と心棒を履歴ダンパーで連結制振した場合の心棒効果

田川 浩之*1・岡田 美咲*2・松本 優里*2・杉浦 徳利*3

要旨：前報¹⁾では、鉄筋コンクリート造骨組を対象に、建物を高さ方向に貫く弾性の柱材が、層崩壊メカニズムを阻止し、特定層への変形集中を緩和する効果、所謂、心棒効果を定量的に評価した。そこでは、せん断棒（串団子）と曲げ棒（心棒）を剛なリンク材で連結していた。本研究では、せん断棒と曲げ棒を履歴ダンパーで連結した場合、その制振効果を定量的に明らかにすることを目的とする。限られた解析ケース、入力地震動に対する時刻歴応答解析の結果、履歴ダンパーを設置するとせん断棒と曲げ棒が多少異なる挙動をするため、ある特定層の層間変形角が多少大きくなり、心棒効果が弱まることが示唆された。

キーワード：心棒、串団子、履歴ダンパー、連結制振、地震応答、多質点系ばねモデル

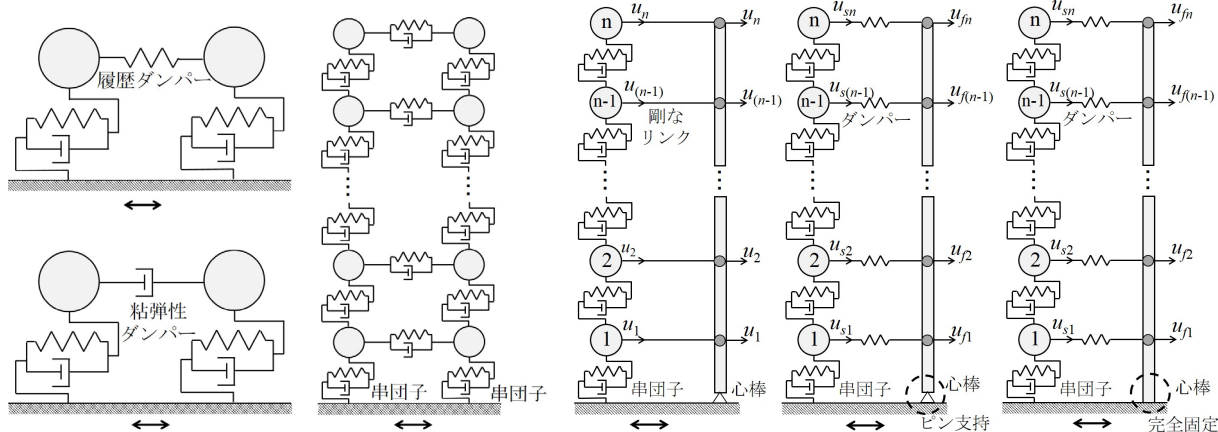
1. はじめに

建物を高さ方向に貫く弾性柱材や連層耐震壁は、地震時において、特定層への変形集中を緩和し、層崩壊メカニズムを阻止し、建物全体に安定性を与える^{1)~9)}など。既往の研究^{6),9)}などでは、鉄骨造骨組、鉄筋コンクリート(RC)造骨組を対象に、多質点系ばねモデルである混合せん断+曲げ棒モデルにおいて、せん断棒（串団子）の各層の履歴復元力特性をバイリニア型、履歴損傷とスリップ挙動を考慮した耐力、剛性劣化型に設定した場合に、曲げ棒（心棒）の曲げ剛性を増加させると各層の層間変形角が均一に揃ってくる（心棒効果）を明らかにした。これらの研究では、せん断棒と曲げ棒の各層を剛のリンクで連結しているため、せん断棒と曲げ棒の変形応答は同一であった。もし、せん断棒と曲げ棒が別々に同じ地震動を受けた時にそれらの変位応答が大きく異なる場合、それらの間に履歴ダンパーや粘弾性ダンパーを設置すれば、これらのダンパーで地震入力エネルギーが吸収されることで連結制振の効果が期待できる¹⁰⁾など。一方、せん

断棒と曲げ棒が異なった変位応答を示せば、心棒効果が薄れることも危惧される。本研究では、せん断棒と曲げ棒を履歴ダンパーで連結したモデルで時刻歴応答解析を実施し、履歴ダンパーを配置した場合の心棒効果を定量的に明らかにする。

2. 混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルの導出と検証

連結制振に関する多くの既往研究では、図-1(a)に示す1質点モデルどうしを履歴もしくは粘弾性ダンパーで連結した2自由度モデル、図-1(b)に示すせん断棒どうしをダンパーで連結した多質点系モデルが用いられている。前報¹⁾では、図-2(a)に示すようにせん断棒と曲げ棒を完全に剛なリンクで連結させた混合せん断+曲げモデルを解析した。本研究では、図-2(b)に示すようにせん断棒と曲げ棒を履歴ダンパーで連結したモデルに対して時刻歴応答解析を行う。その際、曲げ棒を地面上でピン支持した場合と完全固定した場合について検討する。



(a) 1 質点+1 質点モデル (b) せん断棒+せん断棒モデル (a) 剛なリンクで連結 (b) 履歴ダンパーで連 (左:ピン支持、右:完全固定)
図-1 既往研究で用いられる連結制振モデル 図-2 混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデル

*1 武庫川女子大学 生活環境学部建築学科准教授 Ph.D. (正会員)

*2 武庫川女子大学 生活環境学部建築学専攻 修士課程

*3 武庫川女子大学 生活環境学部建築学科准教授 博士(工学)

2.1 混合せん断+曲げ棒モデルにおける心棒効果

混合せん断+曲げ棒モデルの説明図として、図-2(a)に示すようにせん断棒と曲げ棒の間に完全に剛なリンクを配置している。しかし、せん断棒と曲げ棒の水平変位は等しくなるため、それらを変位ベクトル $\{u\} = \{u_s\} = \{u_f\}$ として、解析上は式(1)の振動方程式を解くことになる。よって、 n 層の建物に対する解析モデルは n -自由度となる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + ([K_s] + [K_f])\{u\} = -[M]\{\ell\}\ddot{u}_0 \quad (1)$$

前報¹⁾で説明したように、せん断棒のある特定層の水平ばねが大きく塑性化を起こすと、建物を高さ方向に貫く曲げ棒からせん断棒にその塑性変形を抑えようとする水平抵抗力が作用するため、曲げ棒はある特定層の変形集中を緩和して、層崩壊メカニズムを阻止する。

2.2 混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルの定式化

本研究で用いる混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルの振動方程式は式(2)で表される。ここで、 $[M_s]$ 、 $[M_f]$ はせん断棒と曲げ棒の質量行列、 $[C]$ は減衰行列、 $[K_s]$ 、 $[K_f]$ はせん断棒、曲げ棒、リンク部材の剛性行列である。 $\{u_s\}$ 、 $\{u_f\}$ は各々、せん断棒と曲げ棒の相対水平変形量ベクトル、 $\{\ell\}$ は単位ベクトル、 $\ddot{u}_0$ は地動加速度である。 n 層の建物に対する解析モデルは $2n$ -自由度となる。

$$\begin{bmatrix} [M_s] & [0] \\ [0] & [M_f] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_s\} \\ \{\ddot{u}_f\} \end{Bmatrix} + [C] \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_s\} \\ \{\dot{u}_f\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_s] + [K_f] & -[K_f] \\ -[K_f] & [K_f] + [K_s] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s\} \\ \{u_f\} \end{Bmatrix} = -[M] \{\ell\} \ddot{u}_0 \quad (2)$$

せん断棒

せん断棒の剛性行列 $[K_s]$ は式(3)で表される。ここで k_{si} はせん断棒の i 層の水平ばねの接線剛性である。

$$[K_s] = \begin{bmatrix} k_{s1} + k_{s2} & -k_{s2} & 0 & \cdots & 0 \\ -k_{s2} & k_{s2} + k_{s3} & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & \ddots & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & \ddots & \ddots & k_{s(n-1)} + k_{sn} & -k_{sn} \\ 0 & \cdots & 0 & -k_{sn} & k_{sn} \end{bmatrix} \quad (3)$$

本研究では、前報¹⁾と同様に、4層、10層の2種類のRC造建物を想定する。各層の高さは3.5mとし、1次固有周期 T_1 は $T_1 = 0.02H$ (H : 建物の高さ(m))で仮定する。よって4層建物では0.28秒、10層建物では0.7秒となる。本研究では、解析モデルがこれらの1次固有周期をもつように、かつ設計用水平外力 A_i 分布の設計水平外力に対して、同一の層間変形角を示すようにせん断棒の各層の水平ばねの初期剛性を与える。以下にその求め方について説明する。まず、UBC(1997)¹¹⁾に記載される式(4)の1次固有周期 T の算出式を用いる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (4)$$

ここで、 f_i は i 層に作用させる設計水平外力、 δ_i は f_i を作用させた時の i 層の弾性水平変位、 g は重力加速度、 w_i は i 層の重量である。各層の層間変形角一定とし、これを θ_{SDA} とし、各層の地面からの高さを h_i とすると、

$$\delta_i = h_i \theta_{SDA} \quad (5)$$

各層の質量を m_i とすると、

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i (h_i \theta_{SDA})^2}{g \sum_{i=1}^n f_i (h_i \theta_{SDA})}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i h_i^2}{\sum_{i=1}^n f_i h_i}} \theta_{SDA} \quad (6)$$

$$\therefore \theta_{SDA} = \frac{T^2}{4\pi^2} \frac{\sum_{i=1}^n f_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i^2} \quad (7)$$

よって、せん断棒の各層の水平ばねの初期剛性 k_i は式(8)

で算出される。ここで、 $Q_i = \sum_{j=i}^n f_j$ は設計水平外力 f_i に対する層せん断力である。

$$k_i = \frac{Q_i}{\theta_{SDA} (h_{i+1} - h_i)} = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{\sum_{j=i}^n m_j h_j^2}{\sum_{j=i}^n f_j h_j} \frac{\sum_{j=i}^n f_j}{(h_{i+1} - h_i)} \quad (8)$$

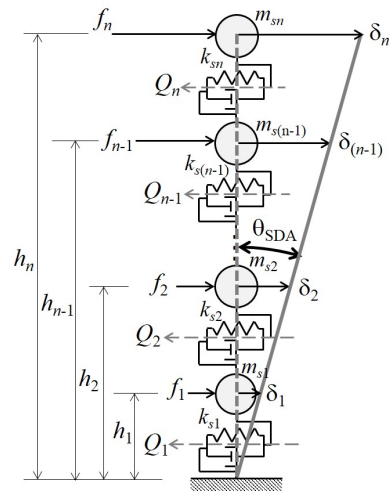


図-3 均一な層間変形角で変形するせん断棒

前報¹⁾と同様、設計用ベースシヤール係数を4層建物では0.3、10層建物では0.2として設計用せん断力を求め、その1.5倍を最下層の降伏強度とする。最下層の降伏強度の0.4倍を最上階の降伏強度とし、中間階の降伏強度は線形補間する。スリップ挙動、履歴損傷を考慮した耐力、剛性劣化型の履歴復元力特性モデル¹²⁾を本研究でも用いる。ただし、履歴損傷は本解析では考慮しない。

曲げ棒

本解析では曲げ棒は弾性を保つとする。曲げ棒の剛性行列 $[K_f]$ は、節点での水平変位でのみ表される必要がある。釣合条件、拘束条件を考慮して行列の縮小を行う。まず、曲げ棒の各層を図-4に示す梁1要素でモデル化すると、その剛性行列は式(9)で表される。次に、曲げ棒全体を図-5に示すように連結した n 個の梁要素でモデル化すると、その全体剛性行列は梁1要素の剛性行列を重ね合わせて得られる。曲げ棒をピン支持にした場合は、変位と回転角の項で分離するように行列成分を並べ替えて式(10)の形にする。曲げ棒に接合するリンクは曲げモーメントを伝達しないので $\{M_0, \dots, M_n\} = \{0, \dots, 0\}$ となる。この釣合条件を用いると、変位 $\{u_0, \dots, u_n\}$ と水平力 $\{Q_0, \dots, Q_n\}$ の関係式として曲げ棒の剛性行列 $[\overline{K}_f]$ は式(11)で算出される。さらに支持点での相対水平変位 u_0 はゼロなので、変位 $\{u_1, \dots, u_n\}$ と水平力 $\{Q_1, \dots, Q_n\}$ の関係式である曲げ棒の剛性行列 $[K_f]$ は式(12)となる。

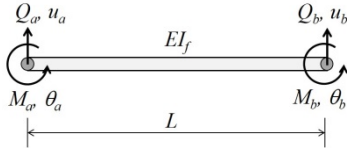


図-4 梁1要素

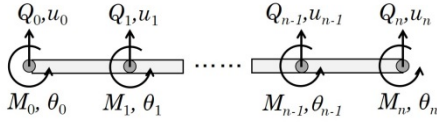


図-5 n 個の梁要素を連結した曲げ棒

$$\begin{Bmatrix} Q_a \\ M_a \\ Q_b \\ M_b \end{Bmatrix} = \frac{EI_f}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ \text{sym.} & & 12 & -6L \\ & & & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ \theta_a \\ u_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$\begin{Bmatrix} Q_0 \\ \vdots \\ Q_n \\ M_0 \\ \vdots \\ M_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{11}]_{(n+1) \times (n+1)} & [K_{12}]_{(n+1) \times (n+1)} \\ [K_{21}]_{(n+1) \times (n+1)} & [K_{22}]_{(n+1) \times (n+1)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ \vdots \\ u_n \\ \theta_0 \\ \vdots \\ \theta_n \end{Bmatrix} \quad (10)$$

$$[\overline{K}_f]_{(n+1) \times (n+1)} = \frac{1}{L^3} \begin{Bmatrix} Q_0, \dots, Q_n \\ u_0, \dots, u_n \end{Bmatrix} = [K_{11}] - [K_{12}][K_{22}]^{-1}[K_{21}] \quad (11)$$

$$[K_f]_{n \times n} = [\overline{K}_f(2:n, 2:n)] \quad (12)$$

心棒を完全固定にした場合は、支持点における相対水平変位 u_0 、回転角 θ_0 の値はゼロであるので、まず、式(10)の剛性行列で1行目、 $(n+2)$ 行目、1列目、 $(n+2)$ 列目を除去して式(13)が得られる。 $\{M_1, \dots, M_n\} = \{0, \dots, 0\}$ である

ので、変位 $\{u_1, \dots, u_n\}$ と水平力 $\{Q_1, \dots, Q_n\}$ の関係式である曲げ棒の剛性行列 $[K_f]$ は式(14)となる。

$$\begin{Bmatrix} Q_1 \\ \vdots \\ Q_n \\ M_1 \\ \vdots \\ M_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{11}]_{n \times n} & [K_{12}]_{n \times n} \\ [K_{21}]_{n \times n} & [K_{22}]_{n \times n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_n \\ \theta_1 \\ \vdots \\ \theta_n \end{Bmatrix} \quad (13)$$

$$[K_f]_{n \times n} = \frac{1}{L^3} \begin{Bmatrix} Q_1, \dots, Q_n \\ u_1, \dots, u_n \end{Bmatrix} = [K_{11}] - [K_{12}][K_{22}]^{-1}[K_{21}] \quad (14)$$

前報¹⁾と同様に、曲げ棒の曲げ剛性率 α_{cc} を式(15)で定義する。ここで、 EL_f は曲げ棒の曲げ剛性、 H_i は i 層の階高、 K_i はせん断棒の i 層の水平ばねの初期剛性である。

$$\alpha_{cc} = \frac{EL_f / H_i^3}{K_i} \quad (15)$$

リンク材

i 階に配置したリンク材の軸方向力は、図-6に示すように $k_{ti}(u_{si} - u_{fi})$ となるので、式(1)のリンク材の剛性行列 $[K_L]$ は、式(16)で表される。ここで、 k_{ti} は i 階のリンク材の剛性である。

$$[K_L] = \begin{bmatrix} [K_t] & -[K_t] \\ -[K_t] & [K_t] \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$[K_t] = \begin{bmatrix} k_{t1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{t2} & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & 0 & \ddots & 0 & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & k_{t(n-1)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{tn} \end{bmatrix} \quad (17)$$

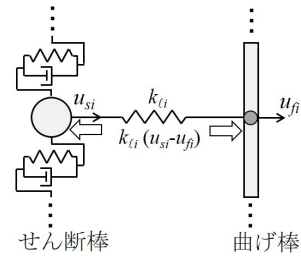


図-6 リンク材の軸方向力

幾何学的非線形性である P -Delta効果を考慮するには幾何剛性行列を式(3)と式(9)の剛性行列の項に足し込むことで容易に考慮できるが⁷⁾、本解析では材料非線形性に焦点をあてるため P -Delta効果は考慮しない。

建物全体の1次固有周期 T_1 と周期0.2秒において2%となるような初期剛性比例型のRayleigh減衰を用いる。串団子と心棒に減衰を与えて、剛性行列 $[C]$ は式(18)で算出される。

$$[C] = \alpha \begin{bmatrix} [M_s] & [0] \\ [0] & [M_f] \end{bmatrix} + \beta \begin{bmatrix} [K_s] & [0] \\ [0] & [K_f] \end{bmatrix} \quad (18)$$

非線形時刻歴応答解析では、式(1)の増分型運動方程式を Newmark- β 法の平均加速度法($\alpha=1/2, \beta=1/4$)を用いて時間刻みごとに解き進める。外力増分量に対する変位増分量を算出する際には、Newton-Raphson 法により収斂計算を行う。以下のすべての解析では入力地震波として 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸波 EW 成分を用いる。また、本研究ではせん断棒と曲げ棒の質量比は 4:1 とし、各層の質量は等しいと設定する。

2.3 混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルの検証

混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルでリンク材を完全に剛とした場合は、せん断棒と曲げ棒の変位応答は同一となり、それらは混合せん断+曲げ棒モデルの変位応答とも同一になる。そこで、履歴ダンパーの初期剛性をとても大きな値（ここではせん断棒の水平ばねの初期剛性の 1000 倍）に設定し、降伏荷重を大きな値に設定し弾性状態を保つようにして解析を実施し、前節で述べた定式化や解析プログラムコードの妥当性を検証した。4 層の混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルのせん断棒と曲げ棒、ならびに混合せん断+曲げ棒モデルの最下層の層間変形角の時刻歴を図-7 に比較する。ここで、曲げ棒の曲げ剛性率 α_{cc} は 0.1 とし、曲げ棒はピン支持としている。これらの変位応答は同一となっている。

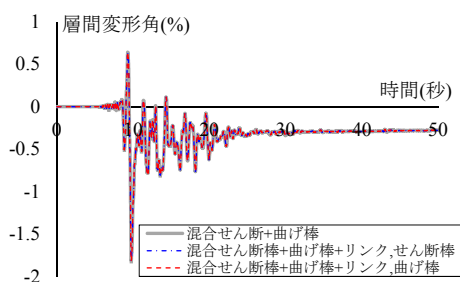


図-7 最下層の層間変形角の時刻歴

3. 曲げ棒を完全固定した場合の心棒効果

前報¹⁾では、曲げ棒をピン支持した場合の心棒効果について検討した。本稿では、曲げ棒を地面上で完全固定した場合にどのように建物の地震応答が変化するかについて検討する。混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルで完全に剛なリンク材を配置した状態で、曲げ棒をピン支持もしくは完全固定にして非線形動的応答解析を行う。4 層 RC 造建物の混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルで、曲げ剛性率 α_{cc} を 0.01, 0.1, 1.0, 10 の 4 通りに設定した場合の 1 次固有周期の一覧を表-1 に示す。ピン支持の場合、 α_{cc} を増加させても 1 次固有周期は変わらない。これは、曲げ棒がなくても 1 次固有モードは建物の高さ方向にほぼ線形の形状をしており、それにピン支持された曲げ棒を加えても 1 次固有モードの形状は殆ど変わらないためである。一方、完全固定の場合は、 α_{cc} を増加させるにしたがい 1 次固有周期が短くなる。各層の最大層間

変形角の分布を図-8、各階の床レベルにおける最大水平変位、最大絶対加速度の分布を図-9、図-10 に示す。図-8 によると、曲げ棒をピン支持した場合、 α_{cc} が小さいと最大層間変形角は著しく大きくなるが、これは最大強度を超えて耐力劣化を起こしているためである。曲げ棒を完全固定した場合、図-9(b)に示すように、片持ち形式の耐震壁のような変形モードになるため、下層部に小さな変位に留まる。しかし、一方で、図-10(b)に示すように、上層部の絶対加速度が増加する傾向が見られる。

表-1 1 次固有周期 (4 層建物)

	$\alpha_{cc}=0.01$	$\alpha_{cc}=0.1$	$\alpha_{cc}=1.0$	$\alpha_{cc}=10$
ピン支持	0.280 秒	0.280 秒	0.280 秒	0.280 秒
完全固定	0.279 秒	0.270 秒	0.234 秒	0.138 秒

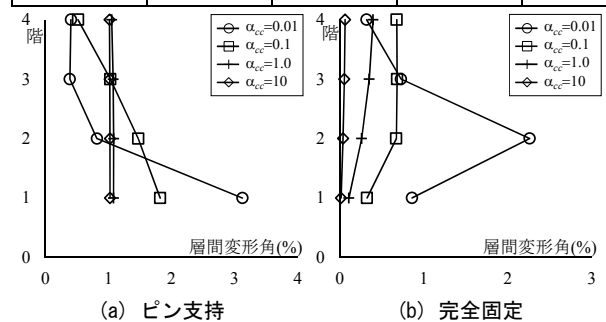


図-8 最大層間変形角 (4 層建物)

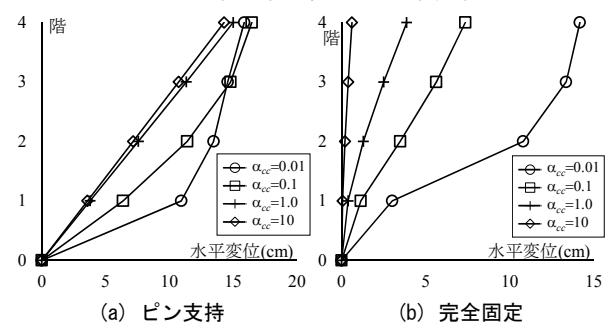


図-9 床レベルでの最大水平変位 (4 層建物)

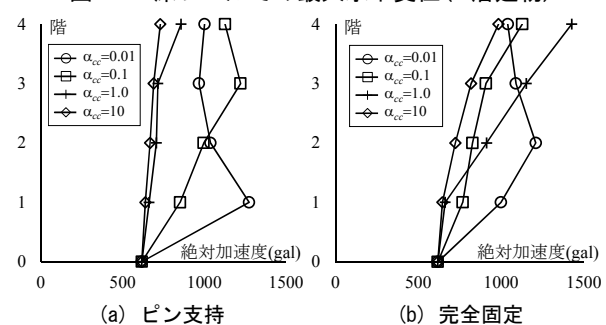


図-10 床レベルでの最大絶対加速度 (4 層建物)

10 層 RC 造建物のモデルで、 α_{cc} を 0.01, 0.1, 1.0, 10 に設定した場合の 1 次固有周期の一覧を表-2 に示す。曲げ棒をピン支持した場合、 α_{cc} を増加させても 1 次固有周期は変わらないが、完全固定した場合は、 α_{cc} の増加に伴い 1 次固有周期は短くなる。各層の最大層間変形角の分布を図-11、各階の床レベルにおける最大水平変位、最大絶対加速度を図-12、図-13 に示す。曲げ棒を完全

固定した場合、下層部での変位が小さくなっているが、 α_{cc} が1.0以上になると上層部で大きな変位となっている。また、曲げ棒を完全固定すると、 α_{cc} の値によっては床レベルの絶対加速度が著しく大きくなる場合がある。

表-2 1次固有周期 (10層建物)

	$\alpha_{cc}=0.01$	$\alpha_{cc}=0.1$	$\alpha_{cc}=1.0$	$\alpha_{cc}=10$
ピン支持	0.701 秒	0.701 秒	0.701 秒	0.700 秒
完全固定	0.700 秒	0.690 秒	0.652 秒	0.534 秒

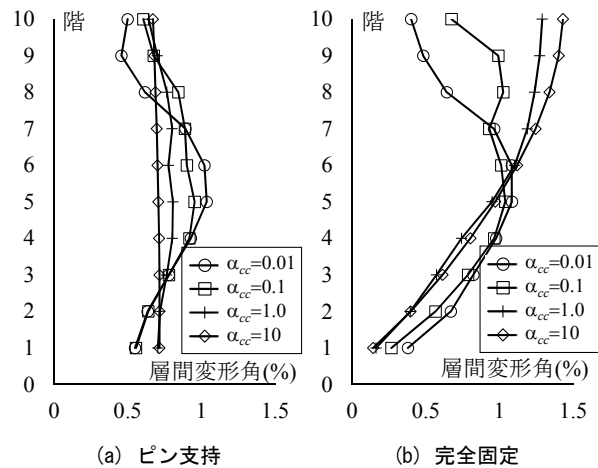


図-11 最大層間変形角の分布 (10層建物)

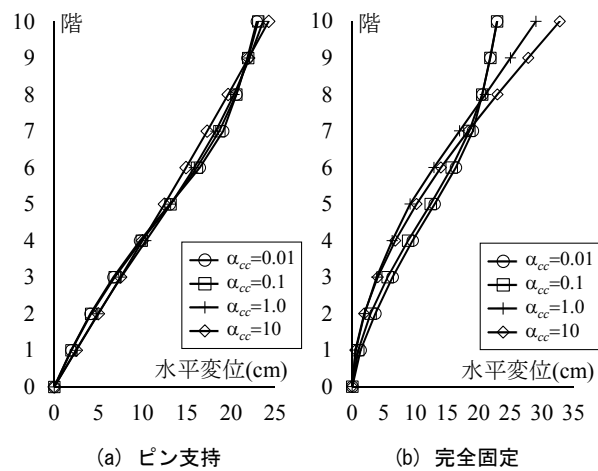


図-12 床レベルでの最大水平変位 (10層建物)

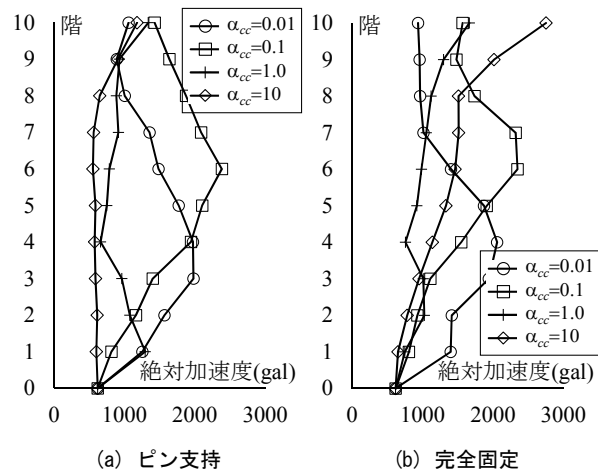


図-13 床レベルでの最大絶対加速度 (10層建物)

4. 履歴ダンパーを配置した場合の心棒効果

混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルで履歴ダンパーを配置した場合の心棒効果について検討する。本研究では履歴ダンパーの剛性、強度率 α_{dp} を式(19)で定義する。

$$\alpha_{dp} = \frac{k_{dpi}}{k_{si}} = \frac{f_{dpi}^y}{f_{si}^y} \quad (19)$$

ここで、 k_{dpi} と k_{si} は i 層の履歴ダンパー、せん断棒の水平ばねの初期剛性、 f_{dpi}^y と f_{si}^y は i 層の履歴ダンパー、せん断棒の水平ばねの降伏荷重を示す。せん断棒の各層の水平ばねの初期剛性、降伏荷重に対する履歴ダンパーのそれらの特性値の比率は等しいとは限らないが、ここでは等しいと仮定する。履歴ダンパーの復元力特性は完全弾塑性とする。

曲げ棒をピン支持した4層モデルで、 $\alpha_{cc}=0.1$ 、 $\alpha_{dp}=0.2$ に設定した場合の最下層における層せん断力-層間変形角関係を図-14、1階と4階の床レベルでの水平変位の時刻歴を図-15、各階に配置した履歴ダンパーの軸方向力-軸変形関係を図-16に示す。せん断棒の最下層では図-14に示すように最大強度を超えて耐力劣化を起こし大きな層間変形角になっている。1階の床レベルでは図-15に示すように曲げ棒のほうがせん断棒よりも小さな変位を示すが、4階の床レベルでは大きな変位を示す。せん断棒と曲げ棒の水平変位の差によって履歴ダンパーが図-16に示すように履歴エネルギーを消費する。

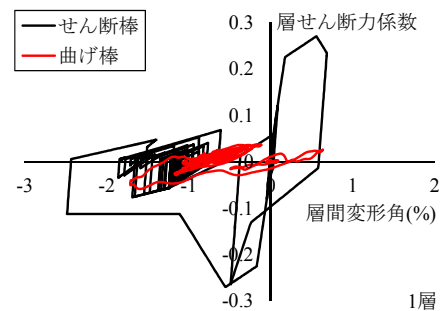


図-14 1層の層せん断力-層間変形角関係 ($\alpha_{dp}=0.2$)

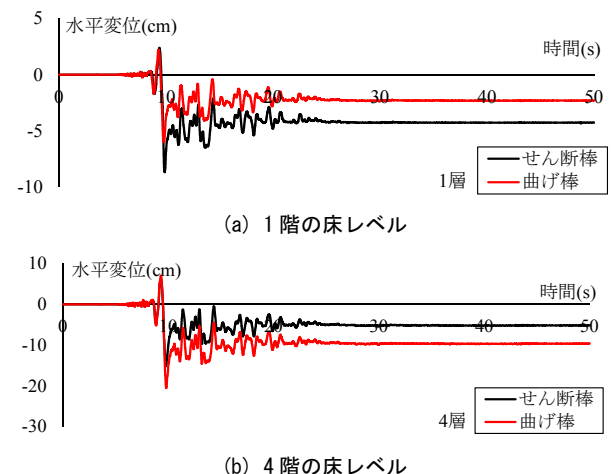


図-15 床レベルの水平変位の時刻歴 ($\alpha_{dp}=0.2$)

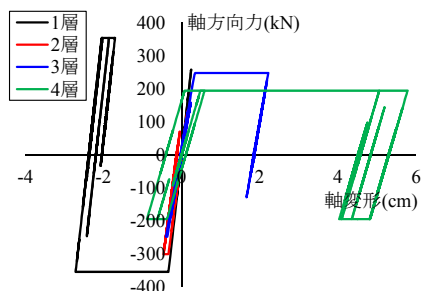


図-16 履歴ダンパーの軸方向力-軸変形関係 ($\alpha_{dp}=0.2$)

曲げ棒をピン支持した4層、10層モデルに対して、 α_{dp} を0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0に設定した場合のせん断棒と曲げ棒の最大層間変形角の分布を図-17, 図-18に示す。 α_{cc} は4層モデルで0.1, 10層では1.0としている。同図中に完全に剛なリンクで連結した場合の層間変形角を赤点線で示す。履歴ダンパーを配置することで、ある特定層の最大層間変形角が多少大きくなる、すなわち、心棒効果が薄れる結果となっている。

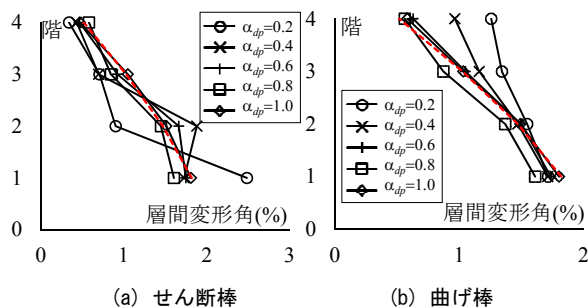


図-17 最大層間変形角 (4層建物, ピン支持)

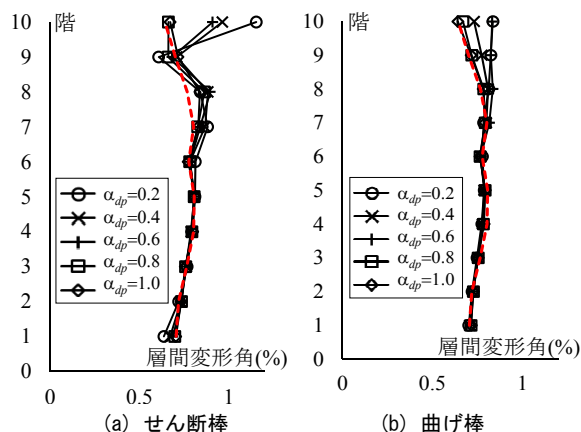


図-18 最大層間変形角 (10層建物, ピン支持)

5. まとめ

混合せん断棒+曲げ棒+リンクモデルを新たに導出し、リンク材に履歴ダンパーを配置して非線形時刻歴応答解析を行った。曲げ棒を完全固定した場合、曲げ棒の曲げ剛性を増加させるにしたがい、片持梁形式の耐震壁のような挙動に近づき、下層部の層間変形角は小さくなるが、上層部で絶対加速度が大きくなる傾向がみられた。限られた解析ケース、入力地震動に対する時刻歴応答解析の

結果、せん断棒と曲げ棒を履歴ダンパーで連結した場合、剛のリンクで連結した場合と比較して、ある特定層の層間変形角が大きくなり、心棒効果が弱まることが示唆された。本研究では曲げ棒を弾性と仮定したが、今後、曲げ棒の部材力も評価し、大きく塑性化する場合には等価な弾性剛性を用いるなどモデル化で検討が必要である。

参考文献

- 1) 田川浩之, 山下拓三, 長江拓也: 履歴損傷とスリップ挙動を考慮した耐力劣化型復元力特性を有する多質点系ばねモデルにおける心棒効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, 2014
- 2) 秋山宏: 建築物の極限設計, 東京大学出版会, 1987
- 3) 手塚武仁, 平島新一: 五重塔の心柱機構を応用した層損傷集中制御制震構造, 清水建設研究報告, 第71号, 平成12年4月
- 4) 木村祥裕, グレゴリー マックレイ: 二層ブレース架構における柱材の力学性能の違いが架構の層間変形集中に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第560号, pp.189-195, 2002年10月
- 5) B. Alavi, H. Krawinkler: Strengthening of moment-resisting frame structures against near-fault ground motion effects, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.33, pp.707-722, 2004
- 6) 日高桃子, 崎野健治, 峯松徹: 転倒降伏耐震壁の提案とその構造特性に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.139-145, 2005年1月
- 7) 田川浩之, グレゴリー マックレイ, ローラ ローズ: 動的安定性の観点からみた鋼構造骨組における心棒効果 その1, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.57-64, 2007.8
- 8) MacRae, G. A.: The Development of the Continuous Column Concept, 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering & 5th International Conference on Earthquake Engineering Joint Conference, Tokyo, Japan, 2010.3
- 9) Z. Qu, A. Wada, S. Motoyui, H. Sakata, S. Kishiki: Pin-Supported walls for enhancing the seismic performance of building structures: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.41, pp.2075-2091, 2012
- 10) 福本義之, 西村勝尚, 笹元克紀, 片岡大: 連結制振構造を利用した超高層RC造建物の構造設計, GBRC Vol. 42 No.3, 2017.7
- 11) Uniform Building Code 1997 (UBC1997), International Conference of Building Officials, 1997
- 12) Laura Lowes, Nilanjan Mitra, Arash Altoontash: A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames, PEER Report, 2003/10, 2003