

2 構面モデルを用いた一軸偏心多層 RC 建物の制振改修設計法

ENERGY-DISSIPATION RETROFIT DESIGN METHOD FOR MULTISTORY ASYMMETRIC RC BUILDING USING DUAL FRAME MODELS

藤下 和 浩^{*1}, 松井 良 太^{*2}, 竹内 徹^{*3}

Kazuhiro FUJISHITA, Ryota MATSUI and Toru TAKEUCHI

In retrofitting multistory RC buildings which have uniaxial eccentricity, it is important to control torsional displacement to assure safety of structure under seismic input. In this study, elastic response of each frame of uniaxial eccentric three-dimensional model is evaluated by using a pair of equivalent independent lamped mass models. The easy damper distribution method proposed for plane frames in the previous paper is applied to these pair of lamped mass, and damper distribution in each plane frame are determined. The validity of proposed method is confirmed by applying to three-dimensional model of typical Turkish RC building which has uniaxial eccentricity and weak stories.

Keywords: *Eccentricity, Torsion, Seismic retrofitting, Overseas RC building, Response control, Equivalent linearization method*

偏心, ねじれ, 耐震改修, 海外 RC 造構造物, 応答制御, 等価線形化法

1. 序

鉄筋コンクリート(RC)建物に対する靱性型の制振補強はまだ一般的ではないが, 我が国において適用例が増えつつあり^{1,2)}, 海外でも応用が検討され始めている。近年まで多くの諸外国の耐震基準における設計用ベースシア係数は日本に比べ小さく³⁾, 諸外国の既存 RC 建物の多くは, 日本の既存不適格建物と比較して柱・梁の強度や剛性が小さいため, 保有水平耐力が小さい。

既報⁴⁾ではこうした既存 RC 建物の一つとして, トルコ・イスタンブールに実在する既存 RC 造学校校舎を想定し, 弾塑性ダンパーを取り付ける付加鉄骨フレーム(付加弾性骨組)を弾性要素として利用することにより(図 1), その残留変形を抑制し, 終局状態後の各層における損傷配分を均等化する制振改修構法の適用を検討した。同検討では, 等価線形化手法を用いた制振設計手法^{5,6)}に対し, 並列に取り付ける付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_s を指標として導入することにより, 制振改修に同構法を用いる際の設計法を導出した。また想定する学校校舎を模した比較的各層の剛性が均等多層 RC 建物と, 特定層に低剛性・低耐力層を有する層剛性が不均等多層 RC 建物に対し提案設計法を適用し, 各層の最大層間変形角を目標層間変形角の 1/150 程度に, 残留層間変形角を建物の使用継続性を確保する許容値 1/1000 以下⁷⁾に抑制できることを示した。

一方, 平面的に構造偏心を有する既存 RC 建物を想定した場合,

建物が降伏することにより, ねじれ変形が増幅する可能性がある。こうした建物に対する制振改修の検討にあたり, 建物の偏心によるねじれ挙動を簡便な等価 1 自由度モデルにより評価する必要がある。藤井ら^{8,9)}は, 各層の重心, 偏心距離, 弾力半径が等しい一軸偏心を有する多層構造物のねじれ変形の応答評価を, 重心を中心とした 1 質点 3 自由度系(水平 2 自由度+ねじれ 1 自由度)の等価単層偏心系モデルの固有モードと, 無偏心多層モデルの 1 次固有モードの積を考慮することにより行っている。またそれらの結果を用いて粘性制振部材を用いた応答制御手法を提案している。山崎ら^{10,11)}は一軸偏心を有する非比例減衰系の単層構造物の応答を, 重心を中心とした構造モデルを用いて応答スペクトル法により予測し, 粘性系のダンパーを用いた応答制御を検討している。

本稿では一軸偏心を有する既存 RC 建物に対し既報⁴⁾の設計法を適用するため, まず一軸偏心を有する多層構造物を 2 構面モデルに縮約する。2 構面モデルは偏心軸方向の並進・ねじれ応答が卓越すると仮定し, 同方向に自由度を有する剛心を中心とした独立な 2 つの質点で構成する。提案した 2 構面モデルを用い, 一軸偏心を有する既存 RC 建物のねじれ応答の抑制に必要となるダンパー剛性を, 式から陽に得る手法を提案する。また全層において一軸偏心とした建物モデル, および一軸偏心に加え特定層を低剛性とした建物モデルに対する提案設計法の適用性を検証する。

*1 東京工業大学建築学専攻 博士課程・修士(工学)

*2 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*3 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 既報における制振改修設計法の概説

一軸偏心を有する既存 RC 建物に対する制振改修の設計に際し、既報⁴⁾で述べた設計法を応用するため、まず既報における設計法について概説する。

図2に等価線形化手法を用いた制振設計手法の流れを示す。まず既存 RC 建物を模した立体モデルに対し、Ai 分布に基づく荷重分布を用いた静的増分解析を行い、各層の荷重変形関係を得る。それらをトリリニアの骨格曲線により近似し定めた層特性を有する多質点モデル(図2(a))を作成する。改修対象とする RC 架構は柱・壁のせん断余裕度が大きく梁曲げ降伏型を有している前提で、改修における RC 架構の目標層間変形角は降伏変形より大きい 1/150 とし、RC 架構を表す等価一質点モデル(図2(b))の等価剛性 K_μ^f 、等価周期 T_μ^f を、目標変形時の RC 架構の塑性率 μ を用いて表現する。また同モデルに対しダンパーと付加弾性骨組を付加したものを付加系(図2(c))とし、その応答 θ_{eq}^s が目標層間変形角を満たすように各層の必要ダンパー量を決定する。

図3、4に示す RC 架構の履歴吸収エネルギー E_p^f 、弾塑性ダンパーの履歴吸収エネルギー E_p^d 、RC 架構の弾性歪エネルギー E_e^f 、付加系の等価弾性歪エネルギー $E_e^f + E_e^d$ を用いて、RC 架構の減衰定数 h_p^f 、付加系の等価減衰定数 h_{eq} は式(1)、(2)により表される。式中の h_0^f は RC 架構の構造減衰(=0.03)である。

$$h_p^f = \frac{E_p^f}{4\pi E_e^f} \cdot R + h_0^f \quad (1)$$

$$h_{eq} = \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi(E_e^f + E_e^d)} \cdot R + h_0^f \quad (2)$$

なお式(1)、(2)における低減係数 R は地震時のランダム振幅を考慮した平均減衰法を本制振改修における検討の範囲($1 < \mu < 1.5$)において簡略化したものであり、 $R=0.6$ とする⁴⁾。制振改修において用いる弾塑性ダンパーと付加弾性骨組の剛性比を $\gamma_s (=K_y/K_d)$ と定義すると、RC 架構の履歴吸収エネルギー E_p^f 、弾塑性ダンパーの履歴吸収エネルギー E_p^d 、制振補強後の付加系の等価弾性歪エネルギー $E_e^f + E_e^d$ は式(3)~(5)で表される。式中 μ_c は RC 架構のひび割れ時における塑性率、 μ_d は改修の目標変形時におけるダンパーの塑性率、 p は RC 架構の目標変形時における割線剛性の初期剛性に対する比(=0.22)、 λ は RC 架構の除荷剛性低下指数(=0.4)である。

$$E_p^f = \begin{cases} 2K_f (\mu \delta_y^f)^2 \frac{p\mu_c(1-p)}{\mu_c + p\mu} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ 2K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left[p - \frac{p^2(1+\mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] & (\mu > 1) \end{cases} \quad (3-a)$$

$$E_p^d = 4K_d (\mu_d - 1) (\delta_y^d)^2 \quad (4)$$

$$E_e^f + E_e^d = \begin{cases} \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left((1+\gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\mu_c < \mu \leq \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} \right) \\ \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left((1/\mu_d + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} < \mu \right) \end{cases} \quad (5-a)$$

$$E_e^f + E_e^d = \begin{cases} \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left((1+\gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\mu_c < \mu \leq \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} \right) \\ \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left((1/\mu_d + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} < \mu \right) \end{cases} \quad (5-b)$$

得られた h_p^f と T_μ^f を用い、応答スペクトル法により RC 架構の最大層間変形角の予測値 θ_m^f を得る。 h_p^f 、 T_μ^f は制振改修による応答低減により、付加系の最大変形が目標変形に一致した時のみ成立す

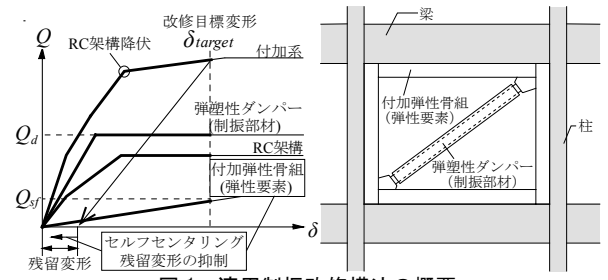


図1 適用制振改修構法の概要

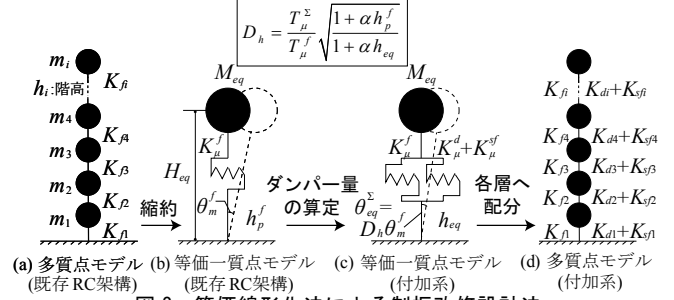


図2 等価線形化法による制振改修設計法

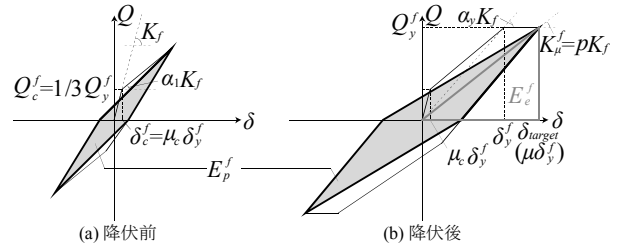


図3 RC 架構の履歴吸収エネルギー E_p^f ⁵⁾

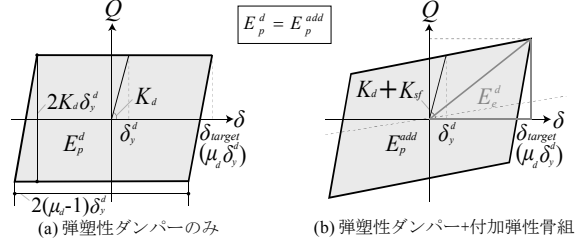


図4 弾塑性ダンパーの履歴吸収エネルギー E_p^d

る値となる。

一方、弾塑性ダンパーの等価減衰の付加による応答低減効果を表す減衰効果係数 D_h (図2, $\alpha=25$) を求める。 D_h により、RC 架構の最大層間変形角の予測値 θ_m^f を低減し、付加系の最大層間変形角の予測値 θ_{eq}^s を得る。得られた θ_{eq}^s と制振改修における目標層間変形角 θ_{tar}^s が一致するときの必要ダンパー／RC 架構剛性比 $r_d (=K_d/K_f)$ は式(6)により求まる。

$$r_d = \frac{p \left\{ \left(\frac{\theta_m^f}{\theta_{tar}^s} \right)^2 - 1 \right\} \left[1 + \alpha \left\{ h_0^f + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{p\mu + \mu_c - p\mu^\lambda(1+\mu_c)}{p\mu + \mu_c} \cdot R \right\} \right]}{(1 + \alpha h_0^f) \left(\gamma_s + \frac{1}{\mu_d} \right) + \frac{2\alpha R}{\pi \mu_d} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)} \quad (6)$$

さらに得られた r_d を用いて RC 架構の各層における必要ダンパー剛性を求めるため、既報⁶⁾の層間変形角一定法を拡張する。拡張に際し、RC 架構は各層において目標変形までの割線剛性を有した線形系であるものとみなし、以下の条件を仮定する。

a) 多質点モデルと一質点モデルの間で、目標層間変形角時の付加系及び RC 架構の減衰定数が等しい。

- b)Ai 分布に基づく静的な層せん断力分布 Q_i に対し, 最大弾塑性変形時の多質点系全層の層間変形角が一質点系の目標値 θ_{tar}^S と等しい。
- c)各層の弾塑性ダンパーの塑性率 μ_{di} , RC 架構の塑性率 μ_i , 付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_{si} はそれぞれ均一である。 ($i < N$)
- 以上の条件をもとに RC 架構の各層における必要ダンパー剛性 K_{di} が式(7)により得られる。

$$K_{di} = \frac{Q_i}{h_i} \sum_{i=1}^N \left(\frac{K_{\mu}^f h_i^2}{\gamma_s + 1/\mu_d} + \frac{\mu}{\alpha_y} \cdot r_d \right) - \frac{K_{\mu}^f}{\gamma_s + 1/\mu_d} \quad (7)$$

3. 一軸偏心 RC 建物における制振改修設計法の提案

本章では一軸偏心を有する立体モデルを 2 構面モデルへ置換し, ねじれ変形を評価した上で平面的なダンパー剛性分布を決定する手法を提案する。2 章で概説した既往手法を一軸偏心建物に適用するため, 縮約モデルとして各層 4 質点の多層 4 構面モデル(図 5(a)), 各層 2 質点の多層 2 構面モデル(図 5(b)), 2 つの一質点せん断モデルにより構成される縮約 2 構面モデル(図 5(c))を設定する。

3.1 立体モデルの多層 2 構面モデルへの置換

置換においては直交方向に交わる構面のみで構成される立体モデルを対象とする。図 6(b)に示す立体モデルを構成する各平面構面 xy 方向の要素に分解したものを多構面モデルと定義する。次に多構面モデルの 4 構面, 2 構面モデルへの置換を考えるが, 置換前後で系のねじれ・並進固有周期を一致させることを目標とする。

まず単層モデルで置換の概念を論ずる。平面的な剛性・質量の配置を, 図 7 に示すような剛心座標を原点とした剛心座標系で考える。立体モデルの最外端に存在する構面の直交座標($x=0, y=0$)を原点とした j 構面の絶対座標を(x_j, y_j), 剛心の座標を(l_x, l_y)とすると, 剛心を中心とした j 構面の相対座標(x_{jk}, y_{jk})は式(8), (9)となる。

$$x_{jk} = |x_j - l_x| \quad (8)$$

$$y_{jk} = |y_j - l_y| \quad (9)$$

まず多構面モデルのねじれの固有周期 T_θ を求める。図 7 に示すように剛心座標平面に各構面の質量要素 M_{yj} , $M_{xj}(=M_j)$ 及び x 方向に並ぶ構面の剛性要素 k_{xj} , y 方向に並ぶ構面の剛性要素 k_{yj} が存在すると考えると, T_θ は, 剛心を中心としたねじり剛性 K_θ , 回転慣性モーメント I を用いて式(10)に示すように計算できる。

$$T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{I}{K_\theta}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_j x_{jk}^2 + \sum M_j y_{jk}^2}{\sum k_{xj} x_{jk}^2 + \sum k_{yj} y_{jk}^2}} \quad (10)$$

この多構面モデルを, 剛心を中心とした 4 つの剛性・質量要素で構成される 4 構面モデル(図 8(a))に置換する。4 構面モデルは直交する 2 軸上に相対する剛性, 質量要素により構成されたモデルである。剛心座標を中心としたモデルであるため, 軸上で相対する互いの剛性要素は全て同一となる。一方質量要素は, 重心からの偏心距離 e をもとに剛側, 柔側構面において偏在した状態となり, 構造物の偏心が質量の偏りにより表現される。 xy 方向に関して剛心におけるねじりモーメント及び回転慣性モーメントが多構面モデルと 4 構面モデルの間で釣り合うと考えると, 4 構面モデルを構成する剛性要素の要素間距離 i_{kx}, i_{ky} は式(11), (12)により, 質量要素の要素間距離 i_{gx}, i_{gy} は式(13), (14)により表される。

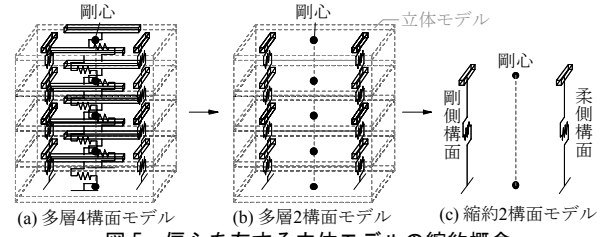


図 5 偏心を有する立体モデルの縮約概念

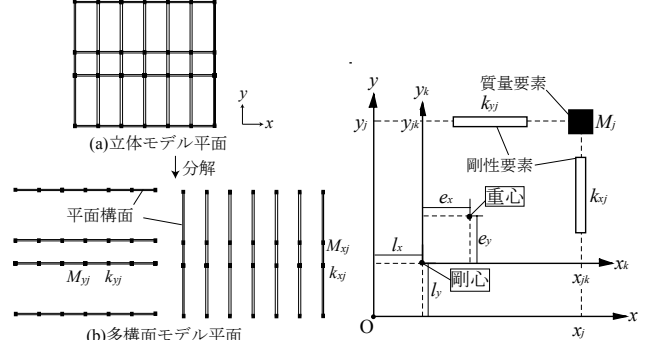


図 6 多構面モデルの概念

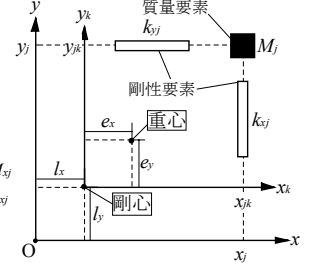


図 7 剛心座標系

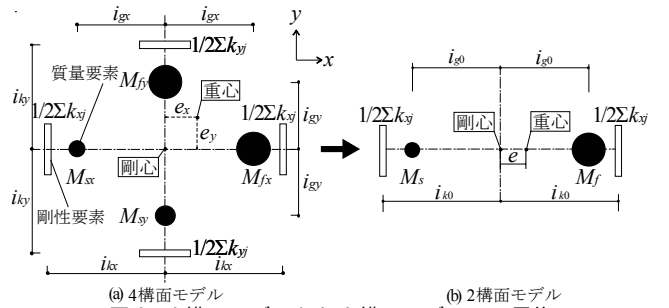


図 8 4 構面モデルから 2 構面モデルへの置換

$$i_{kx} = \sqrt{\frac{\sum k_{xj} x_{jk}^2}{\sum k_{xj}}} \quad (11)$$

$$i_{ky} = \sqrt{\frac{\sum k_{yj} y_{jk}^2}{\sum k_{yj}}} \quad (12)$$

$$i_{gx} = \sqrt{\frac{\sum M_j x_{jk}^2}{\sum M_j}} \quad (13)$$

$$i_{gy} = \sqrt{\frac{\sum M_j y_{jk}^2}{\sum M_j}} \quad (14)$$

4 構面モデルの等価質量 $M_{sx}, M_{fx}, M_{sy}, M_{fy}$, 等価剛性 $K_{sx}, K_{fx}(=1/2\sum k_{sx}), K_{sy}, K_{fy}(=1/2\sum k_{sy})$ は, それぞれが置かれている軸と直交方向のみに有効と仮定する。各方向における等価質量の和は立体モデル, 多構面モデルの質量の総和と等しくなるため, 式(15), (16)が成り立つ。

$$M_{sx} + M_{fx} = \sum M_j \quad (15)$$

$$M_{sy} + M_{fy} = \sum M_j \quad (16)$$

また重心において xy 方向の等価質量によるモーメントがそれぞれ釣り合うことから式(17), (18)が成り立つ。

$$M_{sx} (i_{gx} + e_x) = M_{fx} (i_{gx} - e_x) \quad (17)$$

$$M_{sy} (i_{gy} + e_y) = M_{fy} (i_{gy} - e_y) \quad (18)$$

式(15), (16), (17), (18)を展開することにより 4 構面モデルの等価質量 $M_{sx}, M_{fx}, M_{sy}, M_{fy}$ が式(19)~(22)により得られる。

$$M_{sx} = \frac{i_{gx} - e_x}{2i_{gx}} \cdot \sum M_j \quad (19)$$

$$M_{fx} = \frac{i_{gx} + e_x}{2i_{gx}} \sum M_j \quad (20)$$

$$M_{fy} = \frac{i_{gy} - e_y}{2i_{gy}} \sum M_j \quad (21)$$

$$M_{fy} = \frac{i_{gy} + e_y}{2i_{gy}} \sum M_j \quad (22)$$

次に4構面モデル(図8(a))を2つの等価剛性 K_s , $K_f(=1/2\Sigma k_{xi})$ と等価質量 M_s , M_f により構成される2構面モデル(図8(b))に置換する。2構面モデルにおける剛性要素の要素間距離 i_{k0} , 質量要素の要素間距離 i_{g0} とする。まず4構面モデルと2構面モデルにおいて、剛心におけるねじりモーメントが等しいと仮定すると式(23)が成り立つ。

$$\sum k_{xy} \cdot i_{k0}^2 = \sum k_{xy} \cdot i_{kx}^2 + \sum k_{xy} \cdot i_{ky}^2 \quad (23)$$

式(23)を展開すると2構面モデルの剛性要素の要素間距離 i_{k0} が式(24)により得られる。

$$i_{k0} = \sqrt{\frac{\sum k_{xy} i_{kx}^2 + \sum k_{xy} i_{ky}^2}{\sum k_{xy}}} \quad (24)$$

また2構面モデルと4構面モデルにおいて、剛心における回転慣性モーメントが同等とすると式(25)が成り立つ。

$$(M_{sx} + M_{fx}) \cdot i_{gx}^2 + (M_{sy} + M_{fy}) \cdot i_{gy}^2 = (M_s + M_f) \cdot i_{g0}^2 \quad (25)$$

さらに2構面モデルの等価質量 M_s , M_f の和は立体モデルあるいは多構面モデルの質量の総和 ΣM_j に等しいため式(26)が成り立つ。

$$M_s + M_f = \sum M_j \quad (26)$$

式(15), (16)により表される4構面モデルの等価質量である M_{sx} と M_{fx} あるいは M_{sy} と M_{fy} の和と、式(26)により表される2構面モデルの等価質量である M_s と M_f の和を式(25)にそれぞれ代入することで、2構面モデルの質量要素の要素間距離 i_{g0} が式(27)により得られる。

$$i_{g0} = \sqrt{i_{gx}^2 + i_{gy}^2} \quad (27)$$

本論においては軸偏心モデルを検討対象とするため、偏心を有する方向において等価質量を偏在させ、その差により多構面モデルの軸偏心を表現する。重心周りのモーメントの釣合いより、2構面モデルの等価質量 M_s , M_f を式(28), (29)により決定する。

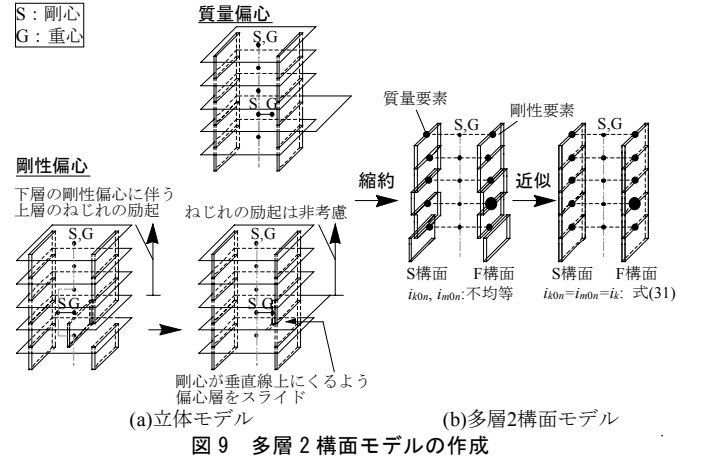
$$M_s = \frac{i_{g0} - e}{2i_{g0}} \sum M_j \quad (28)$$

$$M_f = \frac{i_{g0} + e}{2i_{g0}} \sum M_j \quad (29)$$

以上より得られたパラメータを用いて2構面モデルのねじれの固有周期は式(30)に示すように計算される。

$$T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{(M_s + M_f) \cdot i_{g0}^2}{\sum k_{xy} \cdot i_{k0}^2}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_s + M_f}{\sum k_{xy}} \cdot \frac{\sum k_{xy}}{\sum k_{xy} i_{kx}^2 + \sum k_{xy} i_{ky}^2} \cdot (i_{gx}^2 + i_{gy}^2)} \\ = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_j i_{gx}^2 + \sum M_j i_{gy}^2}{\sum k_{xy} i_{kx}^2 + \sum k_{xy} i_{ky}^2}} \quad (30)$$

4構面モデルを構成する剛性及び質量要素の要素間距離 i_{kx} , i_{ky} , i_{gx} , i_{gy} を表す式(11)~(14)を式(30)に代入すると、式(10)と同様の式が得られ、多構面モデルと2構面モデルのねじれの固有周期が一致することが確認できる。また両者の偏心を有する軸と直交方向にお



る有効質量・剛性は変化していないことから、同方向における並進周期も一致する。以上より前提条件を満たす置換がなされているといえる。なお付録1では既報¹²⁾で示されている重心周りの運動方程式から本論で扱う2構面モデルの運動方程式を導出している。

次に多層モデルについて考える。立体モデルの各層において前述した置換を行うことで、各層の偏心特性を2構面モデルにより表現する。2章で述べた改修設計法を適用するためには、立体モデルの特性を、剛側の構造特性を表す代表構面(S構面:Stiff)と柔側の構造特性を表す代表構面(F構面:Flexible)の2つの独立なモデルで表現する必要がある。そのためまず2つの独立な多質点モデルからなる多層2構面モデルを作成する。多層2構面モデルの設定においては以下の条件を仮定する。

- a) i_{k0} は各層で一定とし、質量要素は剛性要素と同位置にある。
- b) 各層の剛心は同一鉛直軸上にある。
- c) 多層2構面モデルの振動形は一次モードとする。

図9(b)に示すように実際の建物の各層における剛性・質量要素の要素間距離 i_{k0n} , i_{m0n} ($n=1 \sim N$) は不均一であるが、条件a)による近似を行うことで $i_{k0n} = i_{m0n} = i_k$ とする。同近似を前提とすることにより、2構面モデルの運動方程式が付録1, 2に示すように導出できる。近似値 i_k は各層($n=1 \sim N$)における剛性要素の要素間距離 i_{k0n} を各層の層重量 W_n で重み付けした加重平均として式(31)により表現する。なお本論で扱う検討モデルにおける近似値 i_k の妥当性に関する検討は付録3に示す。

$$i_k = \left(\sum_{n=1}^N W_n i_{k0n} \right) / \left(\sum_{n=1}^N W_n \right) \quad (31)$$

また本論の多層2構面モデルは条件b)を前提としたモデルであるため、同モデルが成立するのは各層の剛心位置が一致する限定的な範囲である。図9に示すように各層の剛心位置が異なる場合は、偏心層の剛心が同一直線状にくるようにスライドさせ、偏心を表現していることになり、各層の剛心位置のずれによる影響は表現できておらず近似的な表現となる。ただし本論はダンパー配置設計法の提案を主題としており、改修によりダンパーが適切に配置されることでねじれが抑制されたとき提案モデルによる仮定は成立する。

3.2 縮約2構面モデルの作成

多層2構面モデルを構成する構造物の剛側を表す構面(S構面)、柔側を表す構面(F構面)を表現した多質点モデルを層方向に1次モ

ードを考慮して縮約することにより、縮約 2 構面モデルを作成する。縮約 2 構面モデルは 2 つの独立な等価一質点モデルにより表現するため、多層 2 構面モデルを構成する 2 つの多質点モデル(S, F 構面)の固有値解析により得られた弾性 1 次固有周期 T_0^s , T_0^f と 1 次の固有モードベクトル φ^s , φ^f を用いて、縮約 2 構面モデルの等価高さ H_{eq}^s , H_{eq}^f , 等価質量 M_{eq}^s , M_{eq}^f , 等価剛性 K_{eq}^s , K_{eq}^f をそれぞれ決定する。

3.3 2 構面モデルを用いた並進変形・ねじれ角の評価

多層または縮約 2 構面モデルを構成する構造物の剛・柔側の構造特性を表す S, F 構面の応答値を用いて立体モデルの並進変形・ねじれ角の評価を行う。S, F 構面を表す多質点モデルまたは等価一質点モデルはそれぞれが独立とみなし、各モデルは式(31)による剛性要素の要素間距離 l_k を腕の長さとする距離に存在すると考え、時刻歴応答解析を行う。

解析により得られた応答値を用いて系のねじれ角を算定する際、2つの代表構面モデルは図10に示す2つの位置関係にあることが想定される。時刻 t における剛側構面(S 構面:Stiff)を表す等価モデルの変形 $d_s(t)$ 、柔側構面(F 構面:Flexible)を表す等価モデルの変形 $d_f(t)$ の変形の差を用いて、式(32)により時刻 t における2構面モデルのねじれ角 $\theta(t)$ を計算する。

$$\theta(t) = \frac{d_f(t) - d_s(t)}{2i_k} \quad (32)$$

また 2 構面モデルの重心位置の並進変形 $\delta_G(t)$ は内分点の公式を用いて式(33)により計算する。

$$\delta_G(t) = \frac{d_f(t) \cdot (i_k + e) + d_s(t) \cdot (i_k - e)}{2i_k} \quad (33)$$

3.4 立体モデルの必要ダンパー剛性の算定

立体モデルの各層各構面における必要ダンパー剛性の算定手順を図 11 に示す。まず縮約 2 構面モデル(図 11(a))を構成する S・F 構面の必要ダンパー剛性 r_d^s , r_d^f を、式(6)により算定する。次に多層 2 構面モデル(図 11(b))を構成する S・F 構面の各層における必要ダンパー剛性 K_{di}^s , K_{di}^f を、既往の層間変形角一定法⁹⁾を応用した式(7)により算定する。最後に得られた K_{di}^s , K_{di}^f をもとに多構面モデル(図 11(c))を構成する各構面の必要ダンパー剛性 K_{dij}^s , K_{dij}^f を決定し、立体モデルの各層各構面におけるダンパー配置を得る。本節以降では多層 2 構面モデル各層の必要ダンパー剛性 K_{di}^s , K_{di}^f から各構面の必要ダンパー剛性 K_{dij}^s , K_{dij}^f を決定する手法を述べる。

各構面の必要ダンパー剛性 K_{di}^s, K_{di}^f は、ダンパー付加後のダンパーの初期剛性と RC 架構の割線剛性の和が、各構面同士で均等になるよう決定する。ここで 2 構面モデルにおける S 構面は多構面モデルの剛心からみて剛側に属する構面群、F 構面は剛心からみて柔側に属する構面群をそれぞれ縮約したものとする。 i 層において S 構面と対応する構面群の数を n_i^s 、F 構面と対応する構面群の数を n_i^f とし、 i 層における剛側の最外端の構面から数えて j 番目の構面 (i 層 j 構面) の必要ダンパー剛性を K_{dij} とする。多層 2 構面モデルの i 層における必要ダンパー剛性 K_{di}^s, K_{di}^f は多構面モデルの対応する構面群の剛性之和に等しいと考えると式(34a)、(34b)が成り立つ。

$$K_{di}^s = \sum_{j=1}^{n_i^s} K_{dij} \quad (34a)$$

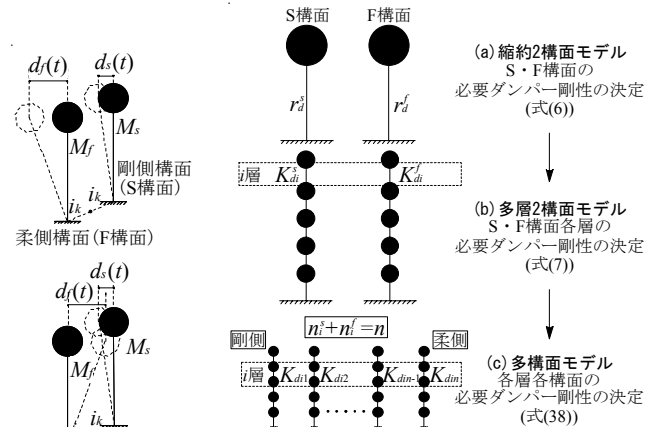


図 10 モデルの位置関係

図 11 提案設計手法の手順

$$K_{di}^f = \sum_{j=n_i^s+1}^{n_i^s+n_i^f} K_{dij} \quad (34b)$$

次に改修後の付加系(RC 架構+ダンパー)における各構面の剛性を均一とするため、各構面の剛性を定数 k_f^s (剛側), k_f^f (柔側)とおき各構面において式(35a), (35b)を立式する。

$$K_{\mu ij}^f + K_{dij} = k_i^s \quad (35a)$$

$$K_{\mu ij}^f + K_{dij} = k_i^f \quad (35b)$$

S 構面と対応する n^s 個の構面と F 構面と対応する n^f 個の構面に関して式(35a), (35b)を足しあわせると式(36a), (36b)が得られる。

$$k_i^s = \frac{1}{n_i^s} \left(\sum_{j=1}^{n_i^s} K_{\mu ij}^f + \sum_{j=1}^{n_i^s} K_{dij} \right) \quad (36a)$$

$$k_i^f = \frac{1}{n_i^f} \left(\sum_{j=n_i^f+1}^{n_i^f+n_i^f} K_{\mu ij}^f + \sum_{j=n_i^f+1}^{n_i^f+n_i^f} K_{dij}^f \right) \quad (36b)$$

式(36a), (36b)に対し式(34a), (34b)を代入し, 式(37a), (37b)を得る。

$$k_i^f = \frac{1}{n_i^f} \left(\sum_{j=n_i^f+1}^{n_i^f+n_i^f} K_{\mu ij}^f + \sum_{j=n_i^f+1}^{n_i^f+n_i^f} K_{dij}^f \right) \quad (37a)$$

$$k_i^f = \frac{1}{n_i^f} \left(\sum_{j=i^s+1}^{n_i^s+n_i^f} K_{\mu ij}^f + K_{di}^f \right) \quad (37b)$$

式(35a), (35b)に対し式(37a), (37b)を代入すると, i 層 j 構面の必要ダンパー剛性 K_{dij} を表す式(38a), (38b)を得る。なお式(38a), (38b)において0以下となる場合, 同構面の必要ダンパー剛性は0とみなす。

$$\left[\frac{1}{n_i^s} \left(\sum_{j=1}^{n_i^s} K_{\mu ij}^f + K_{di}^s \right) - K_{\mu ij}^f \right] \quad (0 < j \leq n_i^s) \quad (38a)$$

$$K_{dij} = \begin{cases} \frac{1}{n_i^f} \left(\sum_{j=n_i^s+1}^{n_i^s+n_i^f} K_{\mu ij}^f + K_{di}^f \right) - K_{\mu ij}^f & (n_i^s + 1 < j \leq n_i^s + n_i^f) \end{cases} \quad (38b)$$

ただし式(38)の適用範囲は以降本論で検討するように改修後の偏心率が概ね 0.5 以下に収まる場合とする。本手法では各ダンパーの降伏変形角を一律に設定しているため、ダンパーの塑性率も一律となり、式(38a)、(38b)により得られた必要ダンパー剛性にダンパーの降伏変形角を乗ずることにより必要ダンパー耐力を設定できる。

4. 2 構面モデルを用いた一軸偏心建物の弾性応答評価

弾性範囲において複数の一軸偏心を有する建物モデルに対し3章で提案した置換手法を適用し、2 構面モデルによるねじれ角、並進変形の評価値を立体モデルによる解析値と比較する。

4.1 検討モデル

検討モデルを図12に示す。検討対象モデルはトルコ・イスタンブールに実在する既存RC造学校校舎における片側の壁の要素を削除した一軸偏心を有するモデル(E-Sモデル)である。加えてE-Sモデルの特定層の壁の要素を削除することで1～3層をそれぞれ低剛性層としたE-1L～E-3Lモデルを作成する。解析ソフトはSNAP V5¹³⁾を用いる。立体モデルを構成する柱梁部材は材端曲げばねモデル、壁部材は剛梁付き間柱モデルを用い、各層の床は剛床仮定とする。各部材の復元力特性は文献^{14)～16)}による耐力式で折れ点を決定した剛性劣化型Takedaモデルとする。E-Sモデルの短手方向における固有値解析により得られたモード図を図13に、各層の偏心率を表1に示す。モード図に示した刺激係数 β より、壁を削除した柔側が大きな変形となる1次モードがやや卓越していることがわかる。また表1より検討モデル(E-Sモデル)は1～4層において建築基準法による許容値0.15よりも大きな偏心率となっていることがわかる。

4.2 多層2構面モデルによる検討

多層2構面モデルによる立体モデルの応答評価精度を確認する。提案した置換手法により作成した各層における多層2構面モデルのパラメータを表2に示す。同諸元を有する多層2構面モデルの時刻歴応答解析を行うことで、立体モデルの各層における最大層間変形角・最大ねじれ角の評価を試みる。解析においては既報⁴⁾と同様にトルコの設計用加速度スペクトルとも類似した特性を有する人工地震波BCJ-L2を入力波として検討を行い、地震波の入力方向は立体モデルではねじれ振動が卓越する解析モデルの短手方向、多層2構面モデルでは水平剛性の設定方向とする。減衰条件は初期剛性比例減衰($h=0.03$)を用いる。

各モデルにおける短手方向(y方向)の最大層間変形角の多層2構面モデルによる評価値と立体モデルの解析値を図14に比較する。E-Sモデルにおいては、両者はよく対応している。一方E-1L～E-3Lモデルにおいては、低剛性層の応答をやや大きく評価するが各層の変形の分布性状は概ねとらえられている。

各モデルにおける最大ねじれ角の多層2構面モデルによる評価値と立体モデルの解析値を図15に比較する。E-Sモデルにおいては、両者はよく対応している。一方E-1L～E-3Lモデルにおいては、多層2

構面モデルは立体モデルの応答をやや小さく評価する傾向が見られる。これは特定層に低剛性層を有する立体モデルは低剛性層の剛心のずれが他の層と比べ大きく、高次の振動モードの影響も大きいことから多層2構面モデルの近似から大きく外れているためと考えられる。一方で各層の変形の分布性状は概ねとらえられている。

4.3 縮約2構面モデルによる検討

縮約2構面モデルを用いて立体モデル頂部の応答評価を行い、その精度を確認する。作成した縮約2構面モデルの諸元を表3に示す。

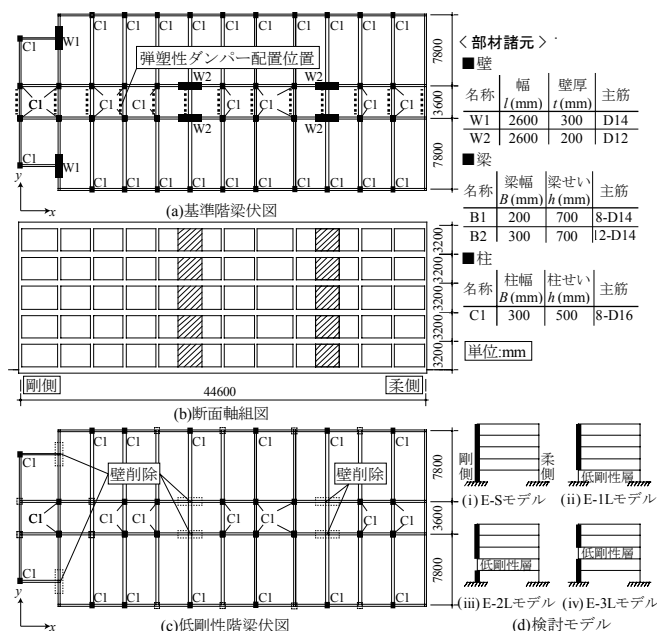


図12 解析モデル

表1 各層の偏心率(E-Sモデル)

層	重心 $l_{Gx}(\text{mm})$	剛心 $l_{Sx}(\text{mm})$	偏心距離 $e(\text{mm})$	弾力半径 (mm)	偏心率
5	21840	20756	1939	15144	0.136
4	21829	18620	4061	14422	0.281
3	21829	17432	5243	14077	0.365
2	21829	15803	6870	13530	0.487
1	21829	13539	9132	12722	0.682

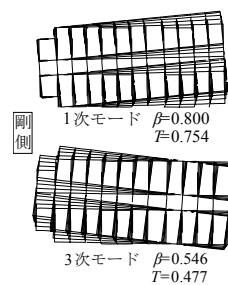


図13 固有モード(E-Sモデル)

表2 多層2構面モデルのパラメータ

層	$i_{G0n}(\text{mm})$	$i_{K0n}(\text{mm})$	$i_k(\text{mm})$	$e(\text{mm})$	$K_s, K_f(\text{kN/mm})$	$M_f(\text{t})$	$M_s(\text{t})$
E-S	5	14439	14142	2633	373	323	224
	4	14693	14202	3935	441	747	431
	3	14976	14165	4888	487	781	397
	2	15426	14019	6153	560	811	349
	1	16325	13479	8131	998	862	289
E-1L	5	14439	14142	2633	373	323	224
	4	14693	14202	3935	441	747	431
	3	14976	14165	4888	487	781	397
	2	15435	14019	6153	560	824	354
	1	14171	13865	654	395	607	553
E-2L	5	14439	14142	2633	373	323	224
	4	14693	14202	3935	441	747	431
	3	14976	14165	4888	487	781	397
	2	14155	13742	706	273	618	559
	1	16325	13479	8131	998	862	289
E-3L	5	14439	14142	2633	373	323	224
	4	14693	14202	3935	441	747	431
	3	14162	13799	838	263	624	554
	2	15426	14019	6153	560	811	349
	1	16325	13479	8131	998	862	289

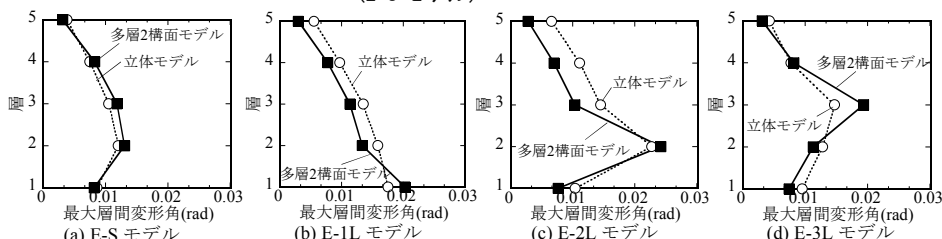


図14 多層2構面モデルと立体モデルの最大層間変形角の比較

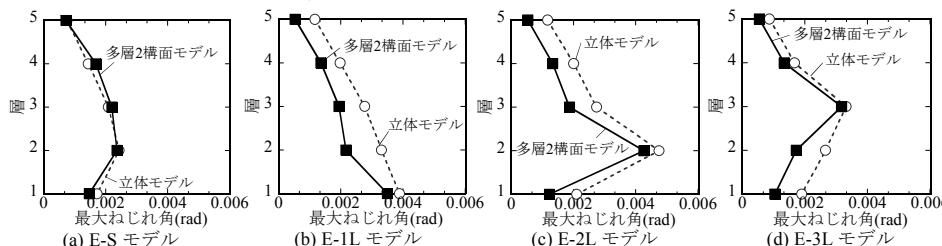


図15 多層2構面モデルと立体モデルの最大ねじれ角の比較

これらの諸元を有する縮約2構面モデルの時刻歴応答解析を行うことで立体モデルの頂部における最大ねじれ角、重心位置の最大並進変形の評価を行う。

なお縮約2構面モデルの応答評価により得られる応答値は、S、F構面を表す等価一質点モデルの等価高さ H_{eq}^s, H_{eq}^f の平均値における値とみなし、立体モデル頂部(建物高さ H)における換算値に修正する。時刻歴応答解析における解析条件は前節と同様とする。

図16に重心位置の最大並進変形、剛心位置の最大ねじれ角に関して、縮約2構面モデルの応答値を頂部高さに換算した評価値と、立体モデル頂部の解析値を比較する。同図より最大並進変形は誤差 $\pm 20\%$ 以内、最大ねじれ角は誤差 $\pm 15\%$ 以内の精度で対応していることが分かる。また図17にはE-Sモデルにおける縮約2構面モデルと立体モデル頂部の応答の時刻歴を比較する。図より重心位置における並進変形の位相の振幅は両者においてよく対応しているが、ねじれ角に関してはやや位相が異なっている。縮約2構面モデルは各構面モデルにおいて1次モードのみを考慮しており、高次のモードが再現できていないためと考えられる。

以上、複数の近似を含む縮約2構面モデルであるが、ねじれを伴う立体モデルの最大応答値も本検討範囲では概ね表現できていることがわかる。

5. 提案改修設計手法の有効性の検証

提案手法を一軸偏心および低剛性・低耐力層を有する立体モデルに適用して制振ダンパーを配置し、時刻歴応答解析によりその有効性を確認する。

5.1 制振改修モデルの作成

図11に示した提案手法を適用することにより、検討モデルの各層各構面の必要ダンパー剛性を決定する。改修対象モデルは図12に示した一軸偏心を有するE-Sモデル、一軸偏心と特定層に低剛性層を有するE-1L~E-3Lモデルである。モデルの崩壊モードは柱・壁のロッキングを伴う境界・基礎梁の曲げ崩壊型メカニズムを想定し、層間変形角1/150程度まで柱壁にせん断破壊を生じない靱性型の架構と仮定する。これより改修時の目標層間変形角は、レベル2相当の人工地震波BCJ-L2の入力に対し1/150とする。

本改修においては既報⁴⁾における弾性要素である付加弾性骨組を併用した制振改修構法(図1)の適用を想定し、弾塑性ダンパーとして座屈拘束ブレース(BRB・降伏変形角1/830, $\mu_f=5.53$)を用いる。付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_s は既報⁴⁾でBCJ-L2を入力した場合の設計目標値(1/150)における応答制御の有効性が示された0.05と仮定する。立体モデルにおけるダンパーは、完全弾塑性の復元力特性を有する軸ばねモデル、付加弾性骨組はバイリニアの材端曲げばねモデルとする。¹³⁾

提案設計手法を用いて各対象モデルを置換した縮約2構面モデル及び多層2構面モデルにおいて得られた必要ダンパー剛性を表4に示す。表より柔側の構造特性を表すF構面における必要ダンパー剛性 K_{df} は、剛側の構造特性を表すS構面における必要ダンパー剛性 K_{ds} に比べ大きな値となっており、構造物の柔側に多くのダンパーを付加する解が得られていることが分かる。

次に式(38)を用いて算定した立体モデルの平面的な必要ダンパー剛性分布をもとに、図12(a)における各構面の点線で示す部分に弾塑

表3 縮約2構面モデルの諸元

E-Sモデル					E-1Lモデル				
S構面			F構面		S構面			F構面	
H_{eq}^s (mm)	11318	H_{eq}^f (mm)	10564	H_{eq}^s (mm)	10183	H_{eq}^f (mm)	10163		
M_{eq}^s (t)	1413	M_{eq}^f (t)	2846	M_{eq}^s (t)	1742	M_{eq}^f (t)	3004		
K_{μ}^s (kN/mm)	207	K_{μ}^f (kN/mm)	235	K_{μ}^s (kN/mm)	185	K_{μ}^f (kN/mm)	183		

E-2Lモデル					E-3Lモデル				
S構面			F構面		S構面			F構面	
H_{eq}^s (mm)	10663	H_{eq}^f (mm)	10738	H_{eq}^s (mm)	11302	H_{eq}^f (mm)	10952		
M_{eq}^s (t)	1637	M_{eq}^f (t)	2644	M_{eq}^s (t)	1510	M_{eq}^f (t)	2499		
K_{μ}^s (kN/mm)	164	K_{μ}^f (kN/mm)	164	K_{μ}^s (kN/mm)	161	K_{μ}^f (kN/mm)	178		

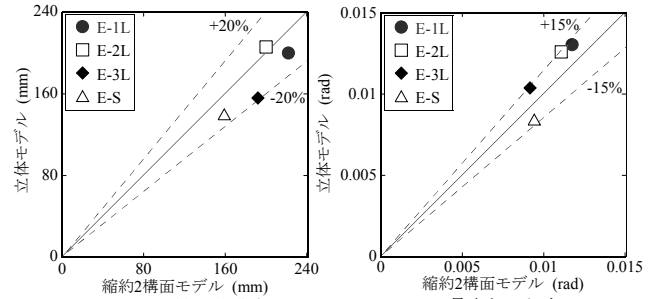


図16 最大応答値の評価精度

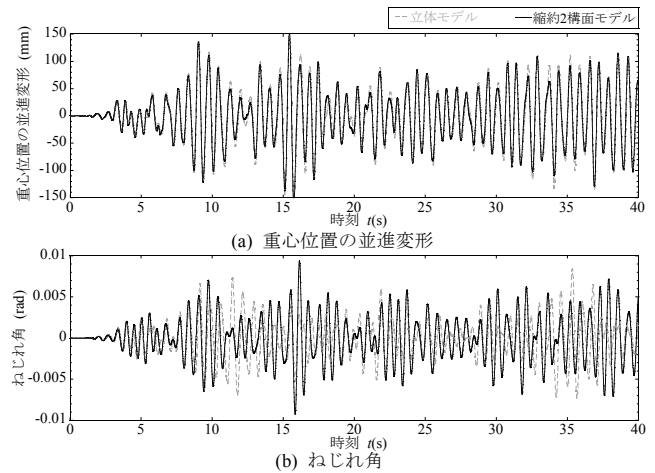


図17 並進・ねじれ応答の時刻歴 (E-Sモデル)

表4 各層2構面モデルの必要ダンパー剛性

層	S構面					F構面				
	160					540				
	K_{μ}^s	M_i^s	ΣM_i^s	Q_i^s	K_{di}^s	K_{μ}^f	M_i^f	ΣM_i^f	Q_i^f	K_{di}^f
E-S	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)
	79	224	224	2166	50	79	323	323	3512	284
	93	431	655	4464	402	93	747	1070	7919	1006
	103	397	1051	5933	625	103	781	1851	11232	1553
	118	354	1405	6837	722	118	824	2674	13706	1927
E-1L	332					613				
	K_{μ}^s	M_i^s	ΣM_i^s	Q_i^s	K_{di}^s	K_{μ}^f	M_i^f	ΣM_i^f	Q_i^f	K_{di}^f
	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)
	79	224	224	2346	131	79	323	323	3225	329
	93	431	655	4874	578	93	747	1070	7263	1105
E-2L	282					475				
	K_{μ}^s	M_i^s	ΣM_i^s	Q_i^s	K_{di}^s	K_{μ}^f	M_i^f	ΣM_i^f	Q_i^f	K_{di}^f
	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)
	79	224	224	2241	181	79	323	323	3143	348
	93	431	655	4641	677	93	747	1070	7062	1144
E-3L	222					506				
	K_{μ}^s	M_i^s	ΣM_i^s	Q_i^s	K_{di}^s	K_{μ}^f	M_i^f	ΣM_i^f	Q_i^f	K_{di}^f
	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)	(t)	(t)	(kN)	(kN/mm)
	79	224	224	2198	125	79	323	323	3607	355
	93	431	655	4542	559	93	747	1070	8133	1166

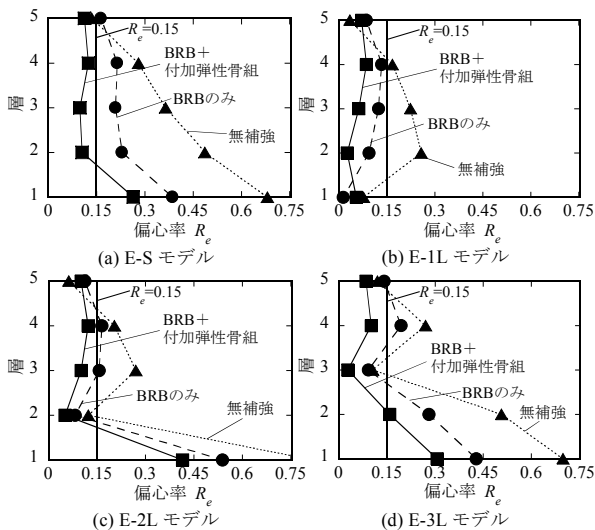


図 18 各モデルの偏心率

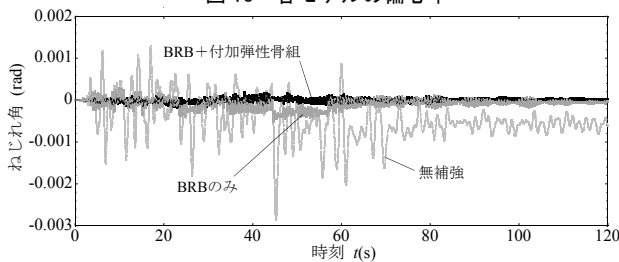


図 19 ねじれ角の時刻歴 (E-S モデル 2 層)

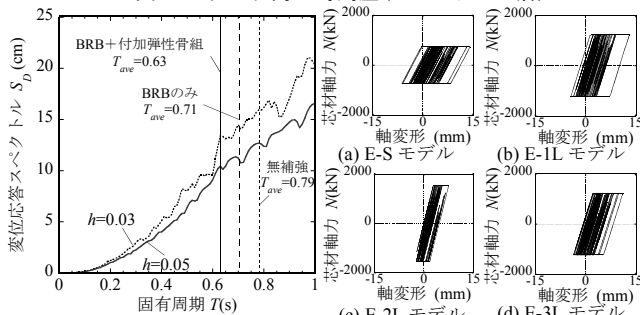


図 20 変位応答スペクトル (BCJ-L2 / $\eta=3$, 5%)

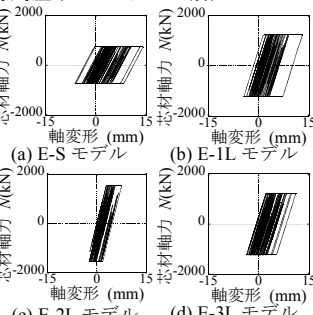


図 21 BRB の軸力-変形関係 (第 1 層)

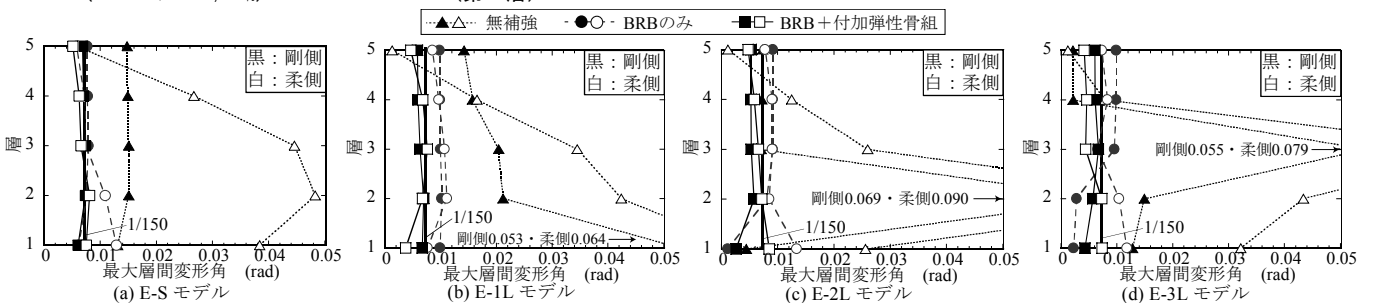


図 22 立体モデルの剛側・柔側最外端における構面の最大層間変形角

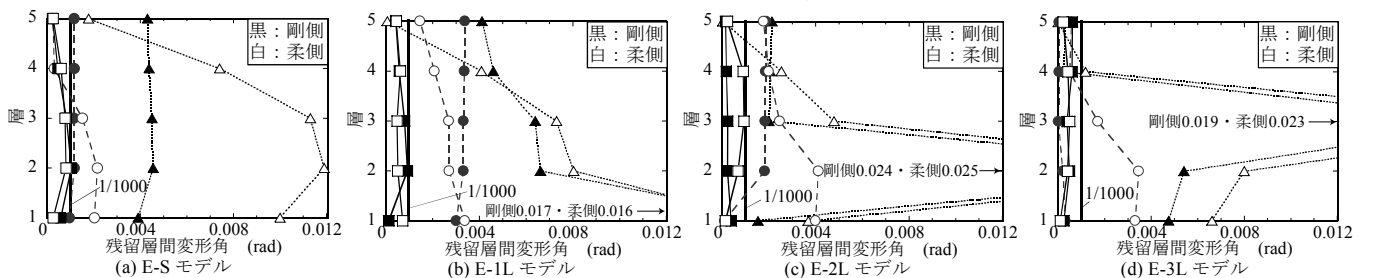


図 23 立体モデルの剛側・柔側最外端における構面の残留層間変形角

性ダンパーと付加弾性骨組をその剛性・耐力を調節した上で付加したモデルを作成する。制振改修モデルの偏心率を図 18 に示す。同図より制振改修モデルでは改修前に比べ各層の偏心率が低減されていることがわかる。また、BRB のみの改修に比べ BRB と付加弾性骨組を用いた改修の方が偏心率がより均一に低減されることがわかる。

5.2 制振改修モデルの性能評価

制振改修を実施した立体モデルの耐震性能を、短手方向に人工地震波 BCJ-L2 を入力した時刻歴応答解析により確認する。RC 架構のひび割れ時の減衰力の低下を考慮し、初期剛性比例減衰 ($\eta=0.015$) を用いる。図 19 に E-S モデルの変形が最大となる 2 層のねじれ角の時刻歴を示す。同図より BRB と付加弾性骨組を導入した立体モデルにおいて、ねじれによる振動の抑制が顕著にみられ、BRB のみによる改修の場合に比べ残留ねじれ角も抑制されていることが分かる。

図 20 に BCJ-L2 の変位応答スペクトルを、図 21 に各モデルにおける 1 層の BRB の応答履歴を示す。これらの図より部材の剛性付加に伴う応答低減量は限定的であり、主にダンパーのエネルギー吸収効果により、制振改修モデルにおける各層の応答が低減していることがわかる。図 22, 23 には各立体モデルの剛・柔側それぞれの最外端における構面の地震波入力方向の最大・残留層間変形角を示す。図中において剛側の最外端構面の応答を黒のプロットで、柔側の最外端構面の応答を白のプロットで示す。同図より BRB と付加弾性骨組を並列に導入し制振改修を行った場合、各モデルにおいて柔・剛側の最外端構面の最大層間変形角は目標層間変形角 1/150 程度に、残留層間変形角は建物の使用継続性を確保する許容値とされている 1/1000 以下に抑制されていることがわかる。一方で BRB のみを導入した場合、最大層間変形角は目標層間変形角 1/150 を、残留層間変形角は 1/1000 をやや上回る値となっている。したがって BRB とともに付加弾性骨組を導入することで、付加弾性骨組による損傷配分効果と、残留変形の抑制効果が発揮され、建物の使用継続性を確保するクライテリアを満たす適切な制振改修が行えるといえる。

さらに位相の異なる地震波、過大な地震波に対する提案設計手法の適用性を確認するため、文献¹⁷⁾¹⁸⁾で定義されたモデル化加速度応

答スペクトル BRI-L2 で規準化した観測地震波(図 24)と BCJ-L2 を 1.5 倍した地震波を想定した検討を行う。検討に際しては想定する地震波が有する変位応答スペクトルに基づいて設計を行い、同地震波を入力した応答解析を行うことで手法の適用性を確認する。E-S モデルに対し観測地震波を入力した検討結果を図 25, 26 に示す。パルスの位相を示す JMA Kobe 波を入力した際に改修モデルの応答低減量がやや小さくなるが、各地震波において最大層間変形角は概ね 1/150 の近傍に、残留層間変形角は概ね 1/1000 以下に抑制できていることが分かる。また図 27 より、過大な地震波を想定した場合においても提案設計法を用いることで最大層間変形角は概ね 1/150 の近傍に、残留層間変形角は概ね 1/1000 以下に抑制できることが分かる。したがって観測地震波や過大な地震波を想定した場合においても、提案設計手法を用いることで建物の使用継続性を確保するクライテリアを概ね満たす制振改修が行えるといえる。

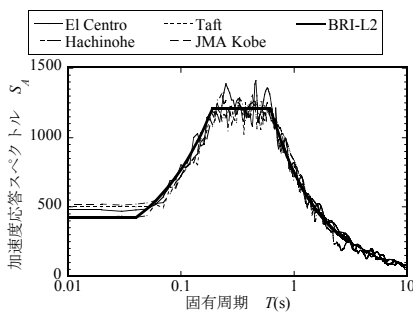


図 24 検討地震波の加速度応答スペクトル($f=0.03$)

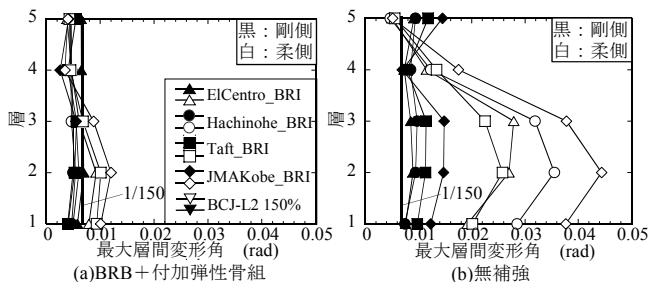


図 25 E-S モデルの最大層間変形角(各位相波)

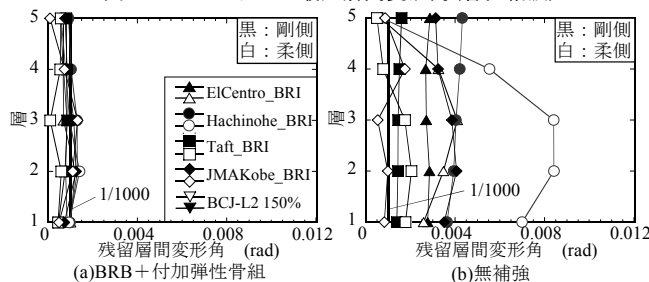


図 26 E-S モデルの残留層間変形角(各位相波)

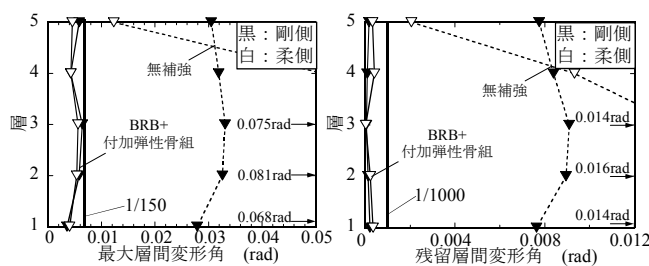


図 27 E-S モデルの解析結果 (BCJ-L2 $\times 1.5$)

以上より本報で提案した平面的なダンパー剛性分布を決定する提案設計手法を用いて BRB と付加弾性骨組を並列に導入することにより、一軸偏心と低剛性層を有する多層 RC 建物のねじれを抑制する制振改修の計画が簡便に実施可能と考える。

6. 結

本論文では一軸偏心を有する既存 RC 建物の制振改修において、立体モデルを置換した縮約 2 構面モデルに対し、既報⁴⁾で示した手法を応用することによる設計法を提案した。また提案手法を用いて制振改修を実施した立体モデルの時刻歴応答解析によりその適用性を確認した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 弾性範囲において立体モデル各層の偏心特性を簡便に表現した剛心を中心とする 2 つの質量・剛性要素で構成される多層・縮約 2 構面モデル(等価並列モデル)の応答解析により、対象とする立体モデルの各層及び頂部の最大ねじれ角、重心位置の最大並進変形を概ね評価できることを確認した。
- 2) 2 構面モデルを用いた提案設計手法により得られた立体モデルの各構面における必要ダンパー量をもとに $\gamma_s=0.05$ 程度の付加弾性骨組と制振部材を付加することにより、設計用応答スペクトルを適合させた各種の入力地震波に対し一軸偏心を有する対象 RC 建物の剛側・柔側最外端構面の最大層間変形角を 1/150 程度の改修設計目標値に抑制できることを確認した。また残留層間変形角は全てのモデルにおいて概ね 1/1000 以下となった。
- 3) 一軸偏心とともに特定層に低剛性層を有する対象モデルにおいても本検討例においては $\gamma_s=0.05$ 程度の付加弾性骨組と制振部材を付加することで、付加弾性骨組が低剛性層の損傷を全層に均一に配分し、各層の応答を同程度に抑制できることを確認した。

付録 1 単層 2 構面モデルにおける運動方程式の定式化

本論では、一軸偏心を有する単層モデルの動的なねじれ挙動を剛心周りの 2 つの並進自由度のみを有するモデルで構成される 2 構面モデルにより評価している。以下同モデルにおける運動方程式を従来の重心周りの運動方程式より導出する。既往文献¹²⁾より、一軸偏心を有するモデルの運動方程式は重心を中心とした以下のマトリクスにより表現できる。

$$\sum M_j \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}(t) \\ r\ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum k_{xy} & -\frac{e}{r} \sum k_{xy} \\ -\frac{e}{r} \sum k_{xy} & \frac{K_{\theta}}{r^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u(t) \\ r\theta(t) \end{Bmatrix} = -\sum M_j \begin{Bmatrix} \ddot{u}_g(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1})$$

r は回転半径である。加速度マトリクスを並進・トルク成分に分解し、剛性マトリクスを対角化すると式(A.2)のように表すことができる。

$$\begin{bmatrix} \sum M_j & \sum M_j e \\ \sum M_j e & I' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum k_{xy} & 0 \\ 0 & K_{\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u(t) \\ \theta(t) \end{Bmatrix} = -\sum M_j \begin{bmatrix} 1 \\ e \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.2})$$

なお I' は $\sum M_j i_{k0}^2$ である。本論では、単層 2 構面モデルにおける剛性・質量要素の要素間距離が互いに等しい、すなわち $i_{k0}=i_{g0}$ と近似する。すると I' は剛心周りの慣性モーメント I とみなすことができる。次に並進・回転方向の運動方程式を表す式(A.2)のマトリクスを 2 つの質点モデルの並進変形の運動方程式を表すマトリクスに置換する。剛心における並進・回転方向の運動は単層 2 構面モデルを構成する質点モデルの並進変形 $d_s(t)$, $d_f(t)$ により式(A.3)～(A.6)を用いて表される。

$$u(t) = \frac{d_f(t) + d_s(t)}{2} \quad (A.3) \quad \theta(t) = \frac{d_f(t) - d_s(t)}{2i_{k0}} \quad (A.4)$$

$$\ddot{u}(t) = \frac{\ddot{d}_f(t) + \ddot{d}_s(t)}{2} \quad (A.5) \quad \ddot{\theta}(t) = \frac{\ddot{d}_f(t) - \ddot{d}_s(t)}{2i_{k0}} \quad (A.6)$$

式(A.3)～(A.6)を式(A.2)で表されるマトリクスに代入すると、 $d_s(t)$ 、 $d_f(t)$ についての運動方程式に整理され、式(A.7)を得る。

$$\frac{\sum M_j}{2i_{g0}} \begin{bmatrix} i_{g0} - e & 0 \\ 0 & i_{g0} + e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{d}_s(t) \\ \ddot{d}_f(t) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \sum k_{xy} \begin{Bmatrix} d_s(t) \\ d_f(t) \end{Bmatrix} = -\frac{\sum M_j}{2i_{g0}} \begin{bmatrix} i_{g0} - e \\ i_{g0} + e \end{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \quad (A.7)$$

単層 2 構面モデルを構成する質点モデルの等価質量 M_s 、 M_f は本文中における式(28)、(29)で表されるため、代入すると式(A.7)は式(A.8)に書き換えられる。

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{d}_s(t) \\ \ddot{d}_f(t) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \sum k_{xy} \begin{Bmatrix} d_s(t) \\ d_f(t) \end{Bmatrix} = -\begin{bmatrix} M_s \\ M_f \end{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \quad (A.8)$$

式(A.8)は単層 2 構面モデルを構成する独立した各質点モデルの運動方程式を表しており、これより単層一軸偏心構造物の並進・ねじれの動的な応答評価が可能といえる。検討解析モデルは $i_{g0}/i_{k0} = 1.2$ 程度であるが、概ね応答予測が可能であり、単層 2 構面モデルによる応答予測の適用範囲内といえる。

付録 2 多層 2 構面モデルにおける運動方程式の定式化

各層において、偏心距離 e 、質量・剛性要素の要素間距離 i_{k0} 、 i_{g0} が等しく、各層の剛心が同一鉛直線上にあると仮定すると、式(A.2)は n 層多層構造物の運動方程式として式(A.9)のように書き換えられる。

$$\mathbf{M} \begin{bmatrix} 1 & e \\ e & i_{k0}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(t) \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}}(t) \end{Bmatrix} + \mathbf{k}_x \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & i_{k0}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}(t) \\ \boldsymbol{\theta}(t) \end{Bmatrix} = -\mathbf{M} \begin{bmatrix} 1 \\ e \end{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \quad (A.9)$$

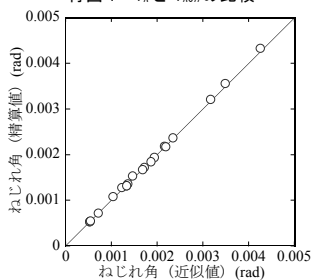
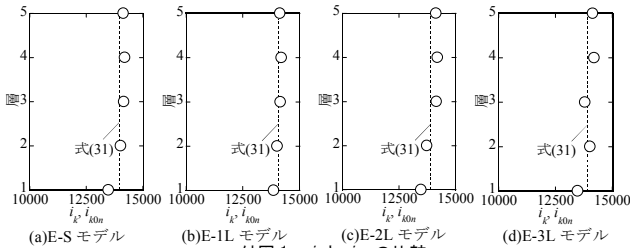
$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \sum M_{j1} \\ \vdots \\ \sum M_{jn} \end{bmatrix} \quad \mathbf{k}_x = \begin{bmatrix} \sum k_{xy1} \\ \vdots \\ \sum k_{xy n} \end{bmatrix} \quad \mathbf{u} = \begin{bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\theta} = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \vdots \\ \theta_n \end{bmatrix}$$

また志賀ら¹⁹⁾によって n 層偏心建物の固有振動は n 層無偏心建物の並進運動と 1 層偏心建物のねじれ振動の直積で表されることが示されており、下式が成り立つ。なお Ψ は n 層無偏心建物の水平 1 次モードベクトルを仮定する。

$$\mathbf{M} \begin{bmatrix} 1 & e \\ e & i_{k0}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Psi \ddot{\mathbf{u}}(t) \\ \Psi \ddot{\boldsymbol{\theta}}(t) \end{Bmatrix} + \mathbf{k}_x \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & i_{k0}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Psi \mathbf{u}(t) \\ \Psi \boldsymbol{\theta}(t) \end{Bmatrix} = -\mathbf{M} \begin{bmatrix} 1 \\ e \end{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \quad (A.10)$$

式(A.10)を付録 2 と同様展開すると、多層 2 構面モデルを表す下式を得る。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Psi \ddot{d}_s(t) \\ \Psi \ddot{d}_f(t) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \mathbf{k}_x \begin{Bmatrix} \Psi d_s(t) \\ \Psi d_f(t) \end{Bmatrix} = -\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s \\ \mathbf{M}_f \end{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \quad (A.11)$$



付図 2 多層 2 構面モデル各層のねじれ角の評価値

上式より、多層 2 構面モデルを構成する 2 構面モデルの 1 次モードベクトルが共に無偏心建物の水平 1 次モードベクトルと等しい場合に限り、既往の仮定に基づく多層構造物におけるねじれ応答の運動方程式と整合性がとれる。本論で提案する 2 構面モデルは以上の仮定を前提としてともに 1 次モードのみを考慮して縮約を行っている。

付録 3 対象モデルにおける近似値 i_k の妥当性

本論での検討モデルである E-S、1L、2L、3L モデルにおける式(31)による剛性要素の要素間距離の近似値 i_k の妥当性を確認する。まず付図 1 において各モデルにおける i_{k0n} の近似値 i_k (式(31))と各層の i_{k0n} を比較する。図より各モデルにおいて近似値 i_k は各層の i_{k0n} との誤差が $\pm 3\%$ 程度に収まっていることが分かる。また多層 2 構面モデル各層のねじれ角を i_k により算出したものを近似値、各層の i_{k0n} により算出したものを計算値として付図 2 に示すが両者はよく対応している。以上より本論で対象とするモデル程度の一軸偏心架構においては、近似値 i_k は妥当であると考えられる。

参考文献

- 1) 竹内徹、安田幸一、湯浅和博、岡山俊介、宮崎健太郎、岩田衛：統合ファーストによる既存不適格建物の改修、日本建築学会技術報告集, No.24, pp.161-166, 2006.12
- 2) 北嶋圭二、鈴木信二、築井英昭、池尾正詩：集合住宅への制振補強工法の適用事例、コンクリート工学, Vol.42, No.2, pp.54-60, 2004.2
- 3) Takashi Kaminosono, Fumitoshi Kumazawa, Yoshiaki Nakano : Quick Inspection Manual for Damaged Reinforced Concrete Buildings due to Earthquakes / Based on the Disaster of 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, National Institute of Land and Infrastructure Management, 2002.3
- 4) 藤下和浩、スッチュ・ファーティフ、松井良太、竹内徹：損傷配分に着目したトルコにおける多層 RC 建物の制振改修、日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.699, pp.661-669, 2014.5
- 5) 蒲武川、笠井和彦：弾塑性ダンパーを用いた多層 RC 構造の地震応答制御設計法、日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.685, pp.461-470, 2013.3
- 6) 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
- 7) 日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, p.22, 2005.10
- 8) 藤井賢志、中楚良昭、真田靖士：多層 1 軸偏心建物の非線形応答評価法に関する研究(構造設計・設計法)、コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.7-12, 2002.6
- 9) 藤井賢志：粘弾性制震部材を用いた鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の地震応答制御手法、日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.634, pp.2195-2204, 2008.12
- 10) 笠井和彦、山下忠道、山崎義弘、IGUSA Takeru：振れ振動をともなう 1 層高減衰構造のスペクトル応答予測法、日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.636, pp.225-234, 2009.2
- 11) 山崎義弘、笠井和彦：1 層 1 軸偏心構造物への剛性・粘性の付与による地震応答低減効果、日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.685, pp.471-480, 2013.3
- 12) Christopher L.K. and Anil K. C. : Elastic Earthquake Analysis of a Class of Torsionally Coupled Building, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.103, No.ST4, pp.821-838, 1977.4
- 13) (株)構造システム：SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル, 2009.8
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—, 2010.6
- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997
- 16) 国土交通省住宅局建築指導課他編：2001 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 工学図書株式会社, 2001.3
- 17) 竹内徹、小河利行、中間明子、熊谷知彦：弾塑性架構で支持されたラチスドームの地震応答評価、日本建築学会構造系論文集, No.596, pp.49-56, 2005.10
- 18) 建設省建築研究所：建築研究資料 第 83 号 設計用入力地震動作成手法, 1994.11
- 19) 志賀敏男：構造物の振動, 共立出版, 1976.6

ENERGY-DISSIPATION RETROFIT DESIGN METHOD FOR MULTISTORY ASYMMETRIC RC BUILDING USING DUAL FRAME MODELS

*Kazuhiro FUJISHITA^{*1}, Ryota MATSUI^{*2} and Toru TAKEUCHI^{*3}*

^{*1} Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

^{*2} Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

1. Introduction

In retrofitting multistory RC buildings which have uniaxial eccentricity, it is important to control torsional displacement to assure safety of structure under seismic input. In this study, elastic response of each frame of uniaxial eccentric three-dimensional model is evaluated by using a pair of equivalent independent lamped mass models. The easy damper distribution method proposed for plane frames in previous paper is applied to these pair of lamped mass, and damper distribution in each plane frame are determined. The validity of proposed method is confirmed by applying to three-dimensional model of typical Turkish RC building which has uniaxial eccentricity and weak stories.

2. Proposed Damper Distribution Method in Previous Paper

In chapter 2, outline of proposed damper distribution method in previous journal paper used for this study is explained. In energy dissipating retrofit of RC building, retrofit concept adding elastic frame together with hysteretic dampers is applied, because target building has low strength and high ratio of k_d/k_f . For this concept, index γ_s which shows stiffness ratio between steel frame and hysteretic damper is newly introduced into method proposed by Kasai et.al. By using this method, the amount of required dampers in each story of multistory RC building can be easily obtained.

3. Contraction of Uniaxial Eccentric Model and Determination of Optimized Damper Distribution

In chapter 3, the method of substitution for dual independent lamped mass models from three-dimensional model and determination of optimized damper distribution is discussed. Dual independent models of contraction model is expressed as rigid and soft side of structure, which are placed symmetrically around the center of rigidity. This contraction is carried out with the condition that natural period of parallel and rotational modes are same as three-dimensional model. By applying proposed damper distribution method to each contraction model, required damper amount in each model are decided, then distributed to three-dimensional model of RC building.

4. Evaluation of Elastic Displacement of Eccentric Model Using Contraction Model

In chapter 4, detailed three-dimensional model based on Turkish school building is set, and the validity of proposed contraction method is confirmed by evaluating elastic displacement. E-S model with uniaxial eccentricity on all story and E-1L~E-3L model with uniaxial eccentricity and weak story on each story are discussed. By comparing between response of analysis of contraction model and that of three-dimensional model, the validity of method is confirmed.

5. Validity of Optimized Damper Distribution Method

In chapter 5, the validity of optimized damper distribution method for eccentric model is confirmed by using target model. Damper distributions of E-S model and E-1L~E-3L model are designed using proposed method, and response reduction effects of these retrofit models are confirmed by time history analysis. Under the seismic input of BCJ-L2 wave, max story drift angle and residual story drift angle of each plane of retrofit models is confirmed to be under 1/150 and under 1/1000 respectively assuring immediate occupancy after earthquakes. From these result, the proposed method is confirmed to be valid.

6. Conclusions

As a conclusion, the following results are obtained.

- 1) By using contraction model which is consist of a pair of lamped mass model, maximum eccentric drift angle and maximum story drift angle of eccentric RC building on elastic time history analysis can be evaluated.
- 2) Applying proposed damper distribution method using proposed contraction model, the amount of required dampers of each frame of three-dimensional model is obtained. Based on this method, maximum story drift angle and residual drift angle of each frame of eccentric RC building are confirmed to be reduced less than the target values.

(2014年5月10日原稿受理, 2014年9月2日採用決定)