# 論文 低降伏点鋼を用いた制振間柱により耐震改修した既存鉄骨鉄筋コン クリート造建築物の地震応答評価

藤井 賢志\*1, 宮川 和明\*2, 喜多村 亘\*3

要旨:本論文では,低降伏点鋼を用いた制振間柱を用いて耐震改修した既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物 を対象に,等価線形化法により地震応答評価を行う。具体的には,低降伏点鋼の繰り返しによる耐力上昇の 影響を2種類の解析モデル(下限値モデル,上限値モデル)を用いることで考慮し,等価線形化法により最 大応答変位ならびに制振間柱の最大応力を推定する。検討の結果,本論文での方法により最大応答変位なら びに制振間柱の最大応力を安全側に推定可能であることがわかった。

キーワード:制振間柱,既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物,等価線形化法,地震応答評価

### 1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造ならびに既存鉄骨鉄筋コン クリート造(それぞれ以下 RC 造, SRC 造と表記)建築 物に対し免震・制振により耐震改修を行う場合,その地 震応答評価は,ある有限個の地震波による時刻歴応答解 析に頼らざるを得ないのが現状である<sup>1)</sup>。しかしながら, 時刻歴応答解析はあくまで特定の地震動波形に対する特 異解を与えるものにすぎず,かつ解析がブラックボック スに陥る可能性もある。一方,等価線形化法(限界耐力 計算)による地震応答評価は,対象建築物の地震応答が 1次モードで代表されるという大きな前提条件があるも のの,与えられた応答スペクトルに対する一般解が得ら れ,かつ建築物の応答性状の理解が容易であるという長 所を有する。従って,設計に際しては等価線形化法を主, 時刻歴応答解析を従として扱うべきであると考える。

既往の研究<sup>例えば 2)~4)</sup>では,履歴型制振部材を設置した RC 造建築物に関し,履歴型制振部材の挙動が耐力上昇 を伴わない場合には,最大応答変位が等価線形化法によ り評価可能であることが示されている。しかしながら, 降伏点強度が 100N/mm<sup>2</sup>級の低降伏点鋼(以下 LY100 と 表記)を制振部材として使用する場合,繰り返しによる 耐力上昇が顕著であるため,地震応答評価の際にこの影 響を考慮する必要がある。

本論文では,LY100を用いた制振間柱の設置により耐 震改修した既存 SRC 造建築物を対象に,等価線形化法に 低降伏点鋼の繰り返しによる耐力上昇の影響を考慮して 最大応答変位ならびに制振間柱の最大応力を推定する。



## 図-2 各構面の軸組図

# 2. 解析諸元

# 2.1. 対象建築物の概要

本研究での対象建築物は、文献 5)の検討で用いた

\*1 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科准教授 博(工) (正会員)
\*2 JFE シビル システム建築事業部 博(工)
\*3 JFE シビル システム建築事業部

1978年建設(団地管理年度)の地上7階建ての集合住宅 (地下階なし)を簡略化した無限均等ラーメンである。

図-1 に平面図, 図-2 に構面軸組図を示す。既存建築 物の構造形式は, 1~2層が SRC 造, 3層以上が RC 造で ある。図-3 に構面の詳細軸組図を示す。本研究では同 図に示すように、Y1 構面の柱部材は、スリットを設けて 炭素繊維補強等を施すことにより,曲げ破壊型となるよ うに改修するものとする。使用コンクリートは、4階床 より下では普通コンクリート Fc240 (当時), 4 階壁・梁 より上では軽量コンクリート2種Lc210(当時)である。 一方, 使用鉄筋は, D19~D35 では SD35 (当時), D10~ 16 では SD30 (当時), 使用鉄骨は SS41 (当時) である。 単位床面積当たり重量を 11.8kN/m<sup>2</sup> とする。表-1 に, 節点振り分け法により求めた既存構面の保有水平耐力を 示す。同表に示すように、Ai分布で基準化した終局層せ ん断力係数 $C_i / A_i$ の値は4層で最小(0.24)となった。 ここで、1 層で保有水平耐力が高くなるのは、基礎固定 と仮定したため1層では柱脚降伏となるのに対し,他層 では全て梁降伏となったためである。以下では、増設構 面を設置しないモデルを Model-O と表記する。

### 2.2. 増設構面の概要

この対象建築物に対し、本研究では制振間柱を含む増 設構面をバルコニー側に設置することで耐震改修を図る こととする(図-1)。使用鋼材は、制振間柱のダンパー パネルはLY100, 制振間柱の普通鋼部と梁はSN490 であ る。表-2に制振間柱の諸元(ダンパーパネル部の板厚, 普通鋼部のH型鋼のサイズ,降伏せん断力の下限値 QvL と上限値  $Q_{vv}$ ) を示す。本論文では、 $\mathbf{2}-\mathbf{2}$  に示すよう に制振間柱は全層に設置することとし、全層で同一断面 とする。加えて、制振間柱のサイズは2種類とし、これ を設けたモデルをそれぞれ Model-R1, Model-R2 と表記 する。ここで、各モデルにおいて  $Q_{\nu L}$  をベースシアー係 数に換算すると, Model-R1 では 0.048, Model-R2 では 0.098 となった。一方, 増設構面の梁断面は, 反曲点を間 柱中央と仮定して間柱のせん断力が QyUに達したときの 曲げモーメントが短期許容曲げモーメントを超えないよ うに設定した。結果的に、梁断面は制振間柱の普通鋼部 と同一断面となり, Model-R1ではH-600×250×16×28, Model-R2 では H-900×300×19×28 となった。

# 2.3. 対象建築物のモデル化

本研究では、文献 5)と同様、対象建築物の桁行方向の みを検討対象とし、部材レベルの平面骨組によりモデル 化とした。モデル化に際し、各構面は柱1本とそれに付 く両側の梁を、梁の中央で切り出した魚骨型のモデルと して扱う事とし、剛床仮定に基づき同一階の床において 全構面で同一の水平変位が生じるようにモデル化した。 なお、増設構面を設置した Model-R1, Model-R2 におい て、本研究では簡便のため、既存構面と増設構面のずれ 変形の影響は無視した。梁および柱部材は、矩形断面図





(a) Y0構面

(c) 増設構面

 $h_a$ 

ダンパ-

パネル部

注) Y1構面の梁部材の剛性評価 に際し, 雑壁を高さ1.25mの腰壁 として考慮

*h<sub>d</sub>*: 制振ダンパーパネル部高さ *h*<sub>1</sub>: 制振ダンパー普通鋼部高さ

(単位:m)

図-3 構面の詳細軸組図

 $h_1/2$ 

表-1 既存構面の保有水平耐力

| 層 | $Q_u$ (kN) |       |      | $C \downarrow I$ |
|---|------------|-------|------|------------------|
|   | Y0 構面      | Y1 構面 | 全体   | $C_i/A_i$        |
| 7 | 533        | 429   | 962  | 0.555            |
| 6 | 473        | 373   | 846  | 0.295            |
| 5 | 569        | 449   | 1018 | 0.267            |
| 4 | 618        | 487   | 1105 | 0.238            |
| 3 | 804        | 548   | 1352 | 0.254            |
| 2 | 992        | 605   | 1597 | 0.270            |
| 1 | 2200       | 1509  | 3709 | 0.581            |

# 表-2 使用する制振間柱の諸元

|          | パネル  | H 形鋼 降伏せん断力  |          | ん断力      |
|----------|------|--------------|----------|----------|
| 制振間柱     | 板厚   | $H \times B$ | $Q_{yL}$ | $Q_{yU}$ |
|          | (mm) | (mm)         | (kN)     | (kN)     |
| Model-R1 | 9    | 600×250      | 309      | 618      |
| Model-R2 | 12   | 900×300      | 623      | 1246     |

心を通る線材に置換した。剛域は,既存構面(Y0構面, Y1構面)に関してはフェイス位置までとした。なお, Y1構面の梁部材の剛性評価に際し,雑壁は高さ1.25mの 腰壁として考慮することとし,断面2次モーメントは, スリット部分と雑壁部分ならびに梁中央部分で異なる断 面を有する梁部材として得られる弾性変形と等しくなる ように定めた等価な断面2次モーメントとした。一方, 増設構面に関しては,柱梁接合部でのパネルゾーンの変 形を無視して剛域として扱うと,制振間柱による制振効 果を過大に評価する可能性があることから,ここでは剛 域なしとして扱うこととした。

各部材は材中央部にせん断ばねを有する材端剛塑性 ばねモデルでモデル化した。図-4 に各部材の非線形ば ねの復元力特性を示す。ここで,既存部分の各部材は全 て曲げ破壊型となるように改修することとし,曲げばね を非線形挙動,せん断ばねを線形弾性挙動とした。ただ し,Y1 構面の袖壁付き柱に関しては,せん断ひび割れに よる剛性低下の影響を考慮して,せん断ばねの挙動を 2 折れ線による非線形挙動とした。



### 図-4 部材の復元力特性

一方,増設構面の柱部材(制振間柱)については、ダ ンパーパネル部の降伏を非線形せん断ばねにて表すこと とし、曲げばねは弾性挙動とした。ここで、静的非線形 解析において、低降伏点鋼の繰り返しによる耐力上昇の 影響を考慮して、降伏せん断力を $Q_{yL}$ としたモデル(下 限値モデル)と $Q_{yU}$ としたモデル(上限値モデル)の2 種類を設定した。加えて、増設構面の梁部材は、制振間 柱のダンパーパネルが十分な性能を発揮するまで降伏さ せないことを前提として、弾性挙動とした。

既存構面の各部材の非線形ばねにおける繰り返しル ールを図-5 に示す。既存構面の全ての部材の非線形曲 げばねの繰り返しルールは, Muto モデル<sup>8)</sup>において曲げ 降伏後の除荷剛性を曲げばねの塑性率の平方根に逆比例 で低下するように修正したモデル(同図(a))とした。一 方,Y1構面の袖壁付き柱のせん断非線形ばねでは原点指 向型モデル(同図(b))とした。図-6に、時刻歴応答解 析における制振間柱のダンパーパネル部の繰り返しルー ル(I-K モデル<sup>9)</sup>)を示す。ここで,I-K モデルでの初期 降伏後の剛性低下率 $\alpha$ の値は図-4に示す通り $\alpha$  = 0.005, 移動硬化と等方硬化の割合を表すパラメータ $\beta$ の値は, 文献 9)に基づき $\beta$ = 0.85 とした。

# 減衰は,既存構面の瞬間剛性に比例するように設定し, 弾性1次モードに対し5%と仮定した。



# 2.4. 入力地震動

入力地震動は、告示で規定された極めて稀に生じる地 震動(第1種地盤)の設計用応答スペクトルに適合する ように作成した模擬地震動10波とした。ここで、模擬地 震動の位相特性は一様乱数とし、その包絡関数は文献10) におけるレベル2地震動(継続時間:120秒)を用いた。 図-7に模擬地震動の擬似加速度応答スペクトル(減衰 定数5%)を示す。

### 3. 等価線形化法による最大応答の推定

### 3.1. 静的漸増載荷解析に基づく等価1自由度系縮約

本論文では,以下の手順に沿って対象建築物の等価 1 自由度系縮約を行い,その最大応答を推定する。

<u>手順1</u>:対象建築物の多自由度系モデル(層数 N)に 対し,非線形領域での1次モード形の変動を考慮した静 的漸増載荷解析を行い,等価1自由度系縮約を行う。こ こで,多自由度系モデルの質量マトリクスを M,静的漸 増載荷解析の各ステップ(n:ステップ数) での変位ベクトルを $_{n}d$ ,復元力ベクトルを $_{n}f_{R}$ とする。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & m_N \end{bmatrix}, \,_{\mathbf{n}} \mathbf{d} = \begin{cases} {}_{n} y_1 \\ \vdots \\ {}_{n} y_N \end{cases}, \,_{\mathbf{n}} \mathbf{f}_{\mathbf{R}} = \begin{cases} {}_{n} f_{R1} \\ \vdots \\ {}_{n} f_{RN} \end{cases}$$
(1)

ここで、 $m_j$  ( $j=1 \sim N$ ) は各階床質量である。各ステッ プでの1次モードベクトル<sub>n</sub> $\beta_{1n}$  $\varphi_1$  が<sub>n</sub>d と相似であると 仮定し、各ステップでの等価1自由度系モデルの等価変 位<sub>n</sub> $D_1^*$ 、等価加速度<sub>n</sub> $A_1^*$ を式(2)、(3)により算定する。

$${}_{n}D_{1}^{*} = \frac{{}_{n}\beta_{1\,n}\boldsymbol{\varphi}_{1}^{T}\mathbf{M}_{n}\mathbf{d}}{{}_{n}M_{1}^{*}} = \frac{\sum_{j}m_{j\,n}y_{j}^{2}}{\sum_{j}m_{j\,n}y_{j}}$$
(2)

$${}_{n}A_{1}^{*} = \frac{{}_{n}\beta_{1n}\boldsymbol{\phi}_{1}^{T}{}_{n}\boldsymbol{f}_{R}}{{}_{n}M_{1}^{*}} = \frac{\sum_{j}{}_{n}y_{jn}f_{Rj}}{\sum_{j}m_{jn}y_{j}}$$
(3)

ここで, <sub>n</sub>M<sub>1</sub><sup>\*</sup>は1次等価質量である(式(4))。

$${}_{n}M_{1}^{*} = {}_{n}\beta_{1}^{2}{}_{n}\boldsymbol{\varphi}_{1}^{T}\mathbf{M}_{n}\boldsymbol{\varphi}_{1} = \frac{\left(\sum_{j}m_{j\,n}y_{j}\right)^{2}}{\sum_{j}m_{j\,n}y_{j}^{2}}$$
(4)

次いで,各ステップにおける,等価1自由度系モデル の等価粘性減衰定数 *"h*1egを式(5)より算定する。

$${}_{n}h_{1eq} = \sum_{k} {}_{n}h_{eqk} \cdot {}_{n}W_{ek} / \sum_{k} {}_{n}W_{ek}$$
<sup>(5)</sup>

ここで、 $_{n}h_{eqk}$ は各ばねの等価粘性減衰定数、 $_{n}W_{ek}$ は各 ばねのポテンシャルエネルギーである。本研究では、既 存構面の非線形曲げばねならびにせん断ばねの $_{n}h_{eqk}$ はそ れぞれ式(6)~(8)より定めた。一方で制振間柱の非線形せ ん断ばねの $_{n}h_{eqk}$ は文献 3)を参考にして式(9)より定めた。

$${}_{n}h_{eqk} = \begin{cases} {}_{n}h_{0k}' & {}_{n}\mu_{k} \leq 1 \\ 0.25\left(1 - \frac{1}{\sqrt{n\mu_{k}}}\right) + {}_{n}h_{0k}' & {}_{n}\mu_{k} \geq 1 \end{cases}$$
(6)

$${}_{n}h_{0k}' = h_{0}\sqrt{{}_{n}K_{EQk}/K_{Ek}}$$
(7)

$${}_{n}h_{eqk} = {}_{n}h_{0k}$$
(8)

$${}_{n}h_{eqk} = \begin{cases} 0 & {}_{n}\mu_{k} \le 1 \\ 0.6 \times (2/\pi)(1-1/{}_{n}\mu_{k}) & {}_{n}\mu_{k} \ge 1 \end{cases}$$
(9)

式(6)~(9)において, $h_0$ は既存構面の等価粘性減衰定 数の初期値(=0.05), $_nK_{EQk}$ , $K_{Ek}$ はそれぞれ各ステップ での非線形ばねの等価剛性ならびに初期剛性, $_n\mu_k$ は既 存構面の非線形曲げばねの(または制振間柱の非線形せ ん断ばねの)塑性率である。

<u>手順2</u>: 文献 11)に示されている等価線形化法に基づき,等価1自由度系モデルの最大等価変位  $D_1^*_{max}$ を推定する。ここで,等価粘性減衰定数  $_nh_{1eq}$ による応答スペクトルの低減係数  $F(h_{1eq})$ は,式(10)を用いて算定した。

$$F(_{n}h_{1eq}) = 1.5/(1+10_{n}h_{1eq})$$
(10)

<u>手順3</u>:得られた最大等価変位の推定値 $D_1^*_{max}$ に対応 するステップに至るまでの応答を,手順1における静的 漸増載荷解析結果より求める。

# 3.2. 等価線形化法による地震応答評価結果

初めに、非線形領域での1次モード形の変動を考慮し た静的漸増載荷解析結果について示す。図-8 に、各モ デルの層せん断カー層間変位関係(最大層間変形角 R が 1/75 に至るまで)を示す。ここで、同図に示す Model-R1 ならびに Model-R2 の結果は、下限値モデルである。加 えて、同図中の"●"は各層の制振間柱で降伏したとき のステップであり、必ずしも同ーステップではない点に 留意されたい。同図(b)より、Model-R1(下限値モデル) での制振間柱の降伏は 6.90~8.14mm(層間変形角で 1/454~1/373)で生じていることがわかる。加えて同図(c) より、Model-R2(下限値モデル)での制振間柱の降伏は 5.30~6.21mm(層間変形角で 1/596~1/454)で生じてい ることがわかる。ここで、Model-R1 と Model-R2 での制 振間柱の降伏変位の違いは、増設構面の部材せいの違い に起因するものである。

次いで図-9 に、等価線形化法による各モデル(下限 値モデル,上限値モデル)の最大応答の推定結果を示す。 同図(b)、(c)より、Model-R1 と Model-R2 については、最 大等価変位の推定値  $D_{1\,\text{max}}^*$ は上限値モデルでは下限値モ





デルよりも小さくなるものの,その差は顕著ではないこ とがわかる。その理由は、上限値モデルの場合には制振 間柱の降伏耐力としてその上限値 Q<sub>yU</sub>を用いているため 等価1自由度系モデル全体での等価加速度が下限値モデ ルと比べて大きくなる一方で、制振間柱の降伏変位が大 きくなることで制振間柱の塑性率が小さくなり、等価1 自由度系モデル全体での等価粘性減衰定数が小さくなる ためである。

### 4. 時刻歴応答解析結果との比較

以下では,模擬地震動 10 波に対する最大応答の平均 値ならびに最大・最小値をとり推定結果との比較を行う。 4.1. 最大応答変位

図-10 に制振間柱のない Model-O の最大層間変形角 の推定結果を時刻歴応答解析結果と比較して示す。同図 より, Model-O に関しては,等価線形化法による推定値 が概ね平均値と良好に対応していることが確認できる。 次いで図-11 に,制振間柱を設置した Model-R1, Model-R2 の推定結果と時刻歴応答解析結果との比較を 示す。同図より,両モデルとも下限値モデルならびに上 限値モデルを用いた推定結果は,ダンパーパネル部の履 歴モデルとして I-K モデルを用いた時刻歴応答解析結果



の平均値と良好に対応していることがわかる。特に,下 限値モデルによる推定結果は,時刻歴応答解析結果の平 均値に対してほぼ安全側に評価であることがわかる。従 って,本検討での結果のように最大層間変形角が 1.0~ 1.3%程度の場合,最大応答変位の評価に関しては下限値 モデルを用いた等価線形化法による推定が妥当であろう と考えられる。なお, Model-R1, Model-R2 の時刻歴応答 解析結果において最大値と最小値の差が Model-O と比べ て小さいのは, Model-R1, Model-R2 では Model-O と比 べて生じた応答変位が小さく,かつ最上層まで降伏が進 展しなかったためであると考えられる。

# 4.2. 制振間柱に生じる最大応力

図-12 に、制振間柱を設置した Model-R1, Model-R2 に関して、制振間柱の最大せん断力 Q<sub>max</sub> ならびに最大曲 げモーメントM<sub>max</sub>(柱頭・柱脚で大きい方の値)の推定 結果を時刻歴応答解析結果と比較して示す。ここで、同 図中の M<sub>y</sub> は制振間柱における普通鋼部の短期許容曲げ モーメントである。加えて、同図中には下限値モデルな らびに上限値モデルによる推定結果に加えて、制振間柱 に生じる最大応力の簡便な評価を意図して、下限値モデ ルによる推定結果をLY100の降伏耐力の上限値と下限値 の比(=200/100=2)で割り増したもの(下限値モデル ×2)を併せて示す。

同図より、下限値モデルによる推定結果は、I-K モデ ルを用いた時刻歴応答解析結果を大きく下回っているこ と、一方で上限値モデルによる推定結果は、最上層であ る第7層を除いて時刻歴応答解析結果の最大値を上回る 結果となったことがわかる。加えて、下限値モデルによる推定結果を2倍にした結果は、最上層を除き上限値モデルによる推定結果とほぼ一致する結果となり、全層で *Qmax* ならびに*Mmax* とも時刻歴応答解析結果の最大値を 上回る結果となった。以上から、制振間柱の最大応力は、 上限値モデルを用いた等価線形化法による推定結果、も しくは下限値モデルを用いた推定結果を低降伏点鋼の降 伏耐力の上限値と下限値の比で割り増した結果を用いる ことで安全側の評価が可能であると考えられる。

## 5. まとめ

本論文では、低降伏点鋼を使用した制振間柱を用いて 耐震改修した既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物を対象 に、低降伏点鋼の繰り返しによる耐力上昇の影響を考慮 して最大応答変位ならびに制振間柱の最大応力を推定し た。結論を以下に記す。

- (1) 制振間柱を用いて耐震改修した建築物の最大応答 変位は、低降伏点鋼の降伏耐力の下限値を使った下 限値モデルにより等価線形化法を適用することで 良好に推定可能である。
- (2)本論文の検討範囲では、制振間柱の最大応力は、低降伏点鋼の降伏耐力の上限値を使った上限値モデルによる等価線形化法による推定結果、もしくは下限値モデルによる等価線形化法による推定結果を低降伏点鋼の降伏耐力の上限値と下限値の比で割り増した結果を推定結果として採用することで、安全側に評価可能であると考えられる。

ここで,結論(2)に関しては,別途 11 層の SRC 造建築 物に対しても本論文で議論した手法により,制振間柱の 最大応力が安全側に評価可能であることを既に確認して いる。今後,制振間柱の応力に関する高次モード応答の 影響に着目して,本論の結論(2)の一般性について詳細検 討を行う予定である。加えて,制振間柱の累積吸収エネ ルギーの評価方法,ならびに既存構面と増設構面の接合 部分(バルコニー部分)に生じる最大応力の評価方法に ついても併せて検討する予定である。

### 参考文献

- 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物 の免震・制震による耐震改修ガイドライン,2006.6
- 日本コンクリート工学協会:「コンクリート構造物の 応答制御技術研究委員会」報告書・論文集(第4編 建築物のパッシブ制震技術),2002.6
- 藤本 悟史,稲井 栄一:履歴ダンパーを用いた RC 造建築物の耐震補強設計法に関する研究,コン クリート構造物の応答制御技術研究委員会 報告 書・論文集,JCI-C55, pp.95-102,2002.6



図-12 制振間柱の最大応力の推定結果

- 倉本 洋,中坂 亮,松本 和行:限界耐力計算 による多層制震建築物の地震応答評価,日本建築 学会構造系論文集,第593号,pp.51-58,2005.7
- 5) 藤井 賢志, 倉本 洋: 縮約等価1自由度系による 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の地震応答評 価, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻 第 678 号, pp.1227-1236, 2012.8
- 6) 日本建築防災協会:2001 年改訂版 既存鉄筋コンク リート造建築物の耐震診断基準 同解説,2001.10
- 7) 日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造 建築物の耐震診断基準,1997.12
- K. Muto, T. Hisada, T. Tsugawa, S. Bessho: Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Buildings, Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 1960-1969, 1973
- Masayoshi Nakashima. Takashi Akazawa, Bunzo Tsuji, Strain-Hardening Behaviour of Shear Panel Made of Low-Yield Steel 2: Model, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 12, pp.1750-1757, 1995
- 10) 建設省建築研究所:設計用入力地震動作成手法技術指針(案),1993.3
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性 能評価指針(案)・同解説,2004.1