

立体骨組モデルと層集約モデルによる

RC 構造の動的耐震検討

-川越市立高階中学校 B 棟-

Earthquake Resistance Analysis of RC Structures

by

Three Dimensional Frame Model

and

Reduced Layer Model

-Kawagoe Takashina Municipal Junior High School-

程島 遥平¹⁾ 古明地 洋佳¹⁾ 木村 築²⁾ 吉田 長行²⁾

Yohei Hodoshima, Yousuke Komeichi, Kizuku Kimura, Nagayuki Yoshida

¹⁾ 法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻

²⁾ 法政大学デザイン工学部建築学科

This study proposes a simple elasto-plastic analysis for the dynamic earthquake resistance diagnosis. The reduced layer model is very effective to get the total judgment quickly. The basic data for a building is obtained by microtremor observation together with its plan and measurement. The numerical results are certificated by the analysis based on the three dimensional frame model and the observation data.

Keywords : Three-dimensional frame, Reduced layer, Microtremor observation

1. はじめに

本研究では、動的耐震診断に有効な簡易解析手法を提案する。建物の地震応答解析には精度の高い「立体骨組モデル」が用いられる。これにより、部材レベルでの詳細な弾塑性挙動を把握することが出来るが、動的耐震診断では結果の得やすい簡易な解析手法も必要となる。そこで、層内の柱、壁などの部材の層間変位を等しく置くことにより弾塑性解析の簡易化を図った「層集約モデル」を提案し、立体骨組

モデルと比較することによりその精度と有効性を検討する。解析に用いるデータは図面と実測に基づいているが、データの信頼性は常時微動観測によって得られた固有周期と比較することにより保証する。

2. 動的耐震検討のための常時微動観測

本研究では川越市立高階中学校を対象として常時微動観測を行った。

2.1 常時微動観測対象建物

埼玉県川越市所在の、川越市立高階中学校内にある教室棟のひとつであり、鉄筋コンクリート造地上4階建ての学校建築である。1970年の竣工から約45年が経過しているが、2002年には改修工事を行い、1階、2階、3階の一部にブレースの増設がしてある。構造体としては、1階から4階までほぼ同寸法の柱が連続しており、比較的単純な構造である。X方向Y方向ともに5.0Hz付近において1次ピークが見られた。これにより観測固有周期は0.2s程度になると考えられる。また、建物高さが15.35mであるので、建物高さから算出する固有周期よれば0.307sと算出できる。学校建築であることや耐震改修がなされていることから新耐震施行以前の一般的な建築物と比較し高い剛性を有するとすると、比較的良好な観測結果が得られている [1],[2]。



図.1 対象建物外観

Fig.1 Appearance of the observed building.

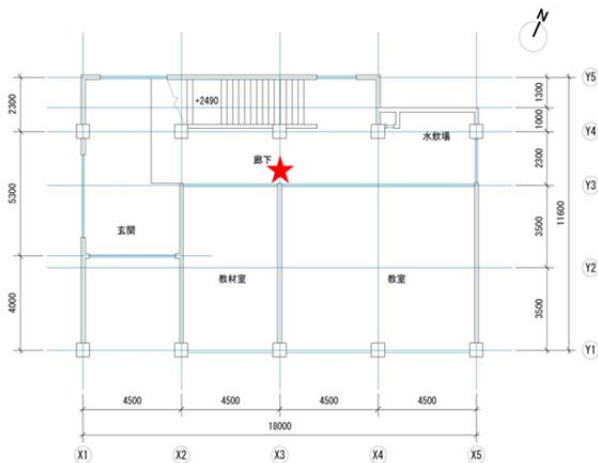


図.2 観測点

Fig.2 Observation point

表 1 観測パターン

Table 1 Observation pattern

Patarn1	FF	1F
Patarn2	1F	2F
Patarn3	2F	3F
Patarn4	3F	4F
Patarn5	FF	4F

3. 実在建物の動的耐震検討用モデル

3.1 平面骨組

部材端の塑性状態を材端回転ばねによって表現した平面骨組解析法を示す。立体骨組では水平面をx-y面、鉛直方向をz軸とし、x-y-zの順で各軸が右手系となる座標空間を考える。平面骨組では、水平方向をx軸、鉛直方向をy軸とし、同じくx-y-zなる順で各軸が右手系をなす座標平面を考える。これは、立体骨組の水平面を平面骨組の鉛直面として利用することを意味する。従って、平面骨組の定式化はそのまま立体骨組の水平面の定式化に転用することができる[3]。

部材座標系における要素剛性マトリクス、

$$\begin{bmatrix} K_N & & & & & \\ 0 & I_z K_4 & & & & SYM \\ 0 & I_z J_2 & I_z J_1 & & & \\ -K_N & 0 & 0 & K_N & & \\ 0 & -I_z K_4 & -I_z J_2 & 0 & I_z K_4 & \\ 0 & I_z J'_2 & I_z J_3 & 0 & -I_z J'_2 & I_z J'_1 \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$J_2 = K_2 + K_4 \ell_L \quad (2)$$

$$J'_2 = K'_2 + K_4 \ell_R \quad (3)$$

$$J_1 = K_1 + (2K_2 + K_4 \ell_L) \ell_L \quad (4)$$

$$J'_1 = K'_1 + (2K'_2 + K_4 \ell_R) \ell_R \quad (5)$$

$$J_3 = K_3 + K'_2 \ell_L + K_2 \ell_R + K_4 \ell_L \ell_R \quad (6)$$

$$K_N = \frac{EA}{\ell'} \quad (7)$$

$$K_1 = \frac{4E}{\ell'} \cdot \frac{3\lambda_L(1+\lambda_R)}{2\lambda_p} \quad (8)$$

$t[mm]$:壁厚、 $L[mm]$:壁の長さ、 $H[mm]$:壁の高さ、
 b :D 値法に基づいた補正係数。

表 2 各階の集約型層剛性

Table 2 Layer stiffness and mass of each floor

階層	剛性 [kN/cm]	質量 [t]
4 層	1.16×10^9	146.61
3 層	1.18×10^9	241.48
2 層	1.29×10^9	240.44
1 層	2.29×10^9	249.76

以上の剛性、質量により算出される固有周期を以下に示す。

表 3 固有周期

Table 3 natural period

層集約型による固有周期	0.19s
観測による固有周期	0.20s
建物高さによる固有周期	0.31s

4. 弾塑性動的応答解析

4.1 増分型 Runge-Kutta 法

増分型 Runge-Kutta 法によりトリリニア型の履歴特性を付与した動的応答解析を行う [6],[7]。

$$\{y_{n+1}\} = \{y_n\} + \Delta\{y_n\} = \{y_n\} + \{s(\Delta t)\} \quad (29)$$

$$\Delta\{y_n\} = \{s(\Delta t)\} = \frac{\Delta t}{6} (\{L_0\} + \{L_1\} + \{L_2\}) \quad (30)$$

$$\{\dot{y}_{n+1}\} = \{\dot{y}_n\} + \Delta\{\dot{y}_n\} = \{\dot{y}_n\} + \{\dot{s}(\Delta t)\} \quad (31)$$

$$\Delta\{\dot{y}_n\} = \{\dot{s}(\Delta t)\} = \frac{1}{6} (\{L_0\} + 2\{L_1\} + 2\{L_2\} + \{L_3\}) \quad (32)$$

節点力と層せん断力の関係は、

$$\{L_0\} = \Delta[M]^{-1}\{b_n\} = 0 \quad (33)$$

$$\{L_1\} = \Delta[M]^{-1} \left[\{b_{n+\frac{1}{2}}\} - \frac{1}{2}[C]\{L_0\} \right] = \Delta[M]^{-1}\{b_{n+\frac{1}{2}}\} \quad (34)$$

$$\{L_2\} = \Delta[M]^{-1} \left[\{b_{n+1}\} - \frac{\Delta}{4}[K_n]\{L_0\} - \frac{1}{2}[C]\{L_1\} \right] = \Delta[M]^{-1} \left[\{b_{n+1}\} - \frac{1}{2}[C]\{L_1\} \right] \quad (35)$$

$$\{L_3\} = \Delta[M]^{-1} \left[\{b_{n+1}\} - \frac{\Delta}{2}[K_n]\{L_1\} - [C]\{L_2\} \right] \quad (36)$$

$$\{b_n\} = \{b(0)\} = 0 \quad (37)$$

$$\{b_{n+\frac{1}{2}}\} = \{b(\Delta t / 2)\} = -[M]\{1\} \frac{\ddot{y}_{0n+1} - \ddot{y}_{0n}}{2} \quad (38)$$

$$\{b_{n+1}\} = \{b(\Delta t)\} = -[M]\{1\}(\ddot{y}_{0n+1} - \ddot{y}_{0n}) \quad (39)$$

4.2 履歴特性

鉄筋コンクリート構造における柱と梁の材料特性を表現するためにトリリニアモデルを使用し、耐震壁の材料特性を表現するためにバイリニアモデルを使用する。履歴特性、計算手法及び、各種係数等の情報を以下に示す [1],[3],[4],[5]。

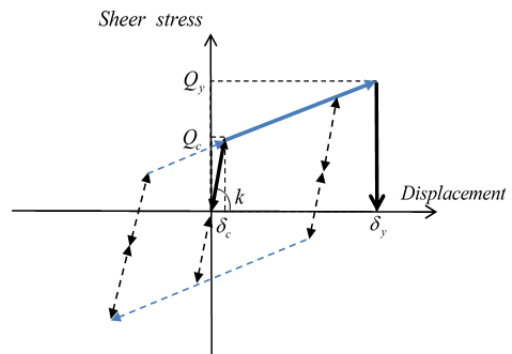
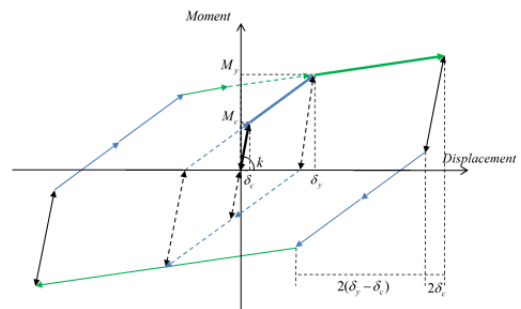


図.3 トリリニア・バイリニア骨格曲線と履歴曲線

Fig.3 Skeleton curve and trilinear hysteretic and bilinear one

(1) トリリニアモデル hysteretic

骨格曲線は弾性を表す第 1 勾配、クラック発生後の第 2 勾配、および降伏後の第 3 勾配からなる。

(2) トリリニアモデル上のバイリニア領域

移動点は上下に平行する 2 本の第 3 勾配線に挟まれた領域から出ることにはできない。第 2 勾配または第 3 勾配上の分岐点から分岐線が発生する。平行する他の勾配線上で再度分岐が生じると、この点を偶点とし、平行する上下勾配線に内接する平行四辺形の移動領域が生じることになる。

(3) バイリニアモデル

骨格曲線は弾性を表す第1勾配、クラック発生後の第2勾配からなる。第2勾配を越えると耐震壁の剛性はゼロになる。

(4) 勾配上の移動

第1勾配上は正負両方向移動可能、第3勾配上は正または負方向のみ移動可能、載荷時正方向移動可能、除荷時負方向移動可能となる。

(5) 分岐後の移動

骨格曲線の第2(3)勾配上で分岐が生じると、移動点は第1勾配で始まる分岐線に移動する。

平行するもう一方の勾配線上で再分岐が生じた場合、発生するバイリニア領域が移動領域となる。

移動点がバイリニア領域の右上端または左下端の隅点を超える瞬間、バイリニア領域から骨格曲線の第2(3)勾配線上に脱出することができる。

4.3 弾塑性解析に必要な情報

弾塑性解析を行う上で必要な情報を以下に示す。

(1) 柱

$$M_c = (\sigma_c + N / bD)Z, \quad \sigma_c = 0.56\sqrt{F_c} \quad (40)$$

$$M_y = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND(1 - N / bDF_c) \quad (41)$$

$$a_t = p_t bD \quad p_t \geq 0.004 \quad (42)$$

($N / bD \leq 0.4F_c$ の場合)

$$\lambda_c = \frac{Q_y - Q_c}{Q_y / \alpha_y - Q_c} = \frac{M_y - M_c}{M_y / \alpha_y - M_c} \quad (43)$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{M}{QD} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

$$\cong \left(0.141 + 0.0215 \frac{H'}{D} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2, \quad (2 < M / QD \leq 5) \quad (44)$$

$d \square D - 50$

$$\lambda_y = 0.001 \square 0.01 \quad (45)$$

(2) 梁

$$M_c = \sigma_c Z, \quad \sigma_c = 0.56\sqrt{F_c} \quad (46)$$

$$M_y = 0.9a_t\sigma_y d \quad a_t = p_t b d \quad p_t \geq 0.004 \quad (47)$$

$$\lambda_c = \frac{Q_y - Q_c}{Q_y / \alpha_y - Q_c} = \frac{M_y - M_c}{M_y / \alpha_y - M_c} \quad (48)$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{M}{QD} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

$$\cong \left(0.141 + 0.0215 \frac{H'}{D} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (2 < M / QD \leq 5) \quad (49)$$

$d \square D - 5.0 \text{ (cm)}$

$$\lambda_y = 0.001 \square 0.01 \quad (50)$$

(3) 壁

$$\gamma_c = 0.2 \times 10^{-3} \quad (51)$$

$$\gamma_y = 0.2 \times 10^{-2} \quad (52)$$

$$\lambda_c = 0.1 \quad (53)$$

$$\alpha_y = 0.19 \quad (54)$$

5. 実建物に対する動的耐震検討

5.1 検討用地震波入力

時刻歴応答解析には地震波としてエルセントロ (*El Centro*) を用い、解析時間は 50(秒)、地震波の入力は 0~30(秒) で解析を行った。エルセントロ地震波および入力地震波を図 4 に示す。

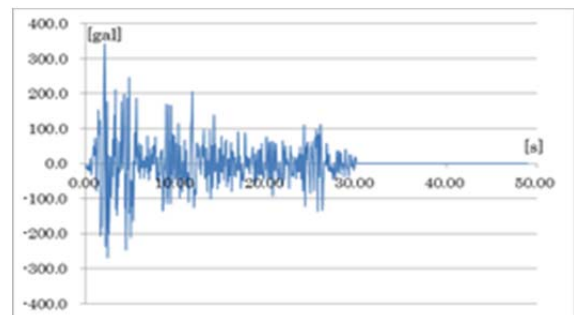


図. 4 入力地震加速度

Fig.4 Input seismic acceleration.

5.2 解析結果

動的解析によって得られた結果により作成した層間変位-剪断力グラフを以下に記す。ただし、層間変位-剪断力グラフ(青い線)は縦軸が剪断力[kN]、横軸が層間変位[cm]。節点変位-モーメントグラフ(赤い線)は縦軸がモーメント[kN・m]、横軸が層間変位[cm]。図 5 は階層ごと、図 6 から図 16 は部材ごと

のグラフである。

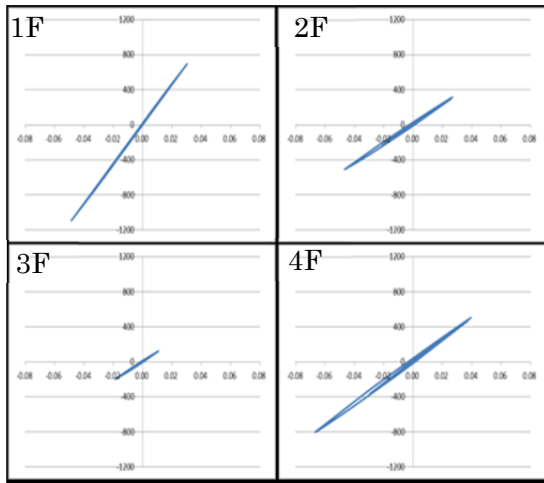


図. 5 各階 (層集約型)
Fig.5 Each Floor(condensed model)

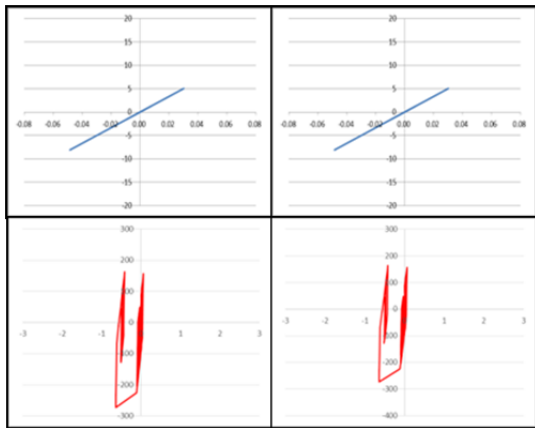


図. 6 1階 南・東 柱
Fig.6 1F column of south and east

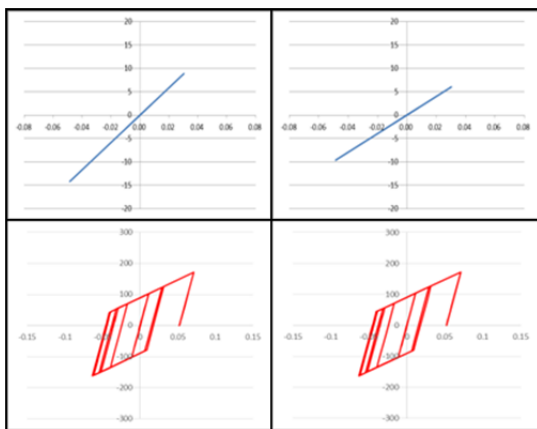


図. 7 1階 西・北 柱
Fig.7 1F column of west and north

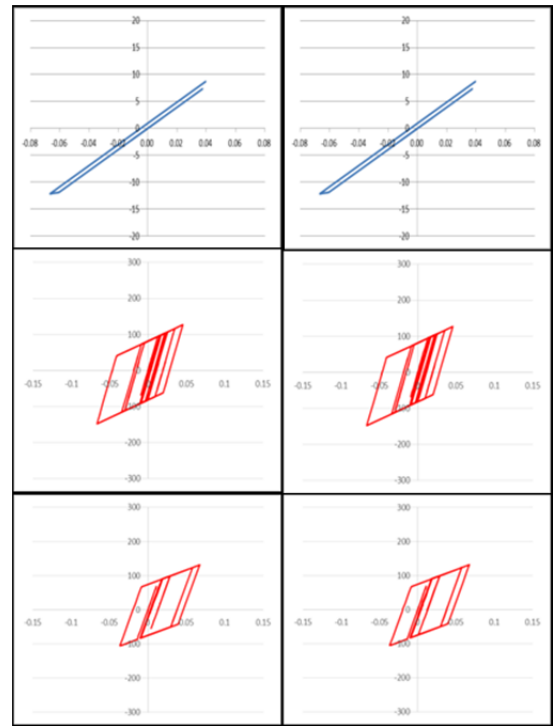


図. 8 2階 南・東 柱
Fig.8 2F column of south and east

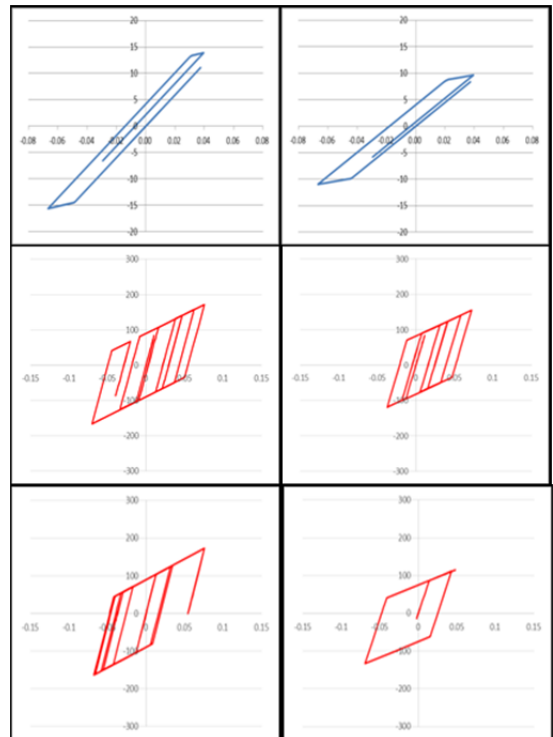


図. 9 2階 西・北 柱
Fig.9 2F column of west and north

Fig.11 3F column of west and north

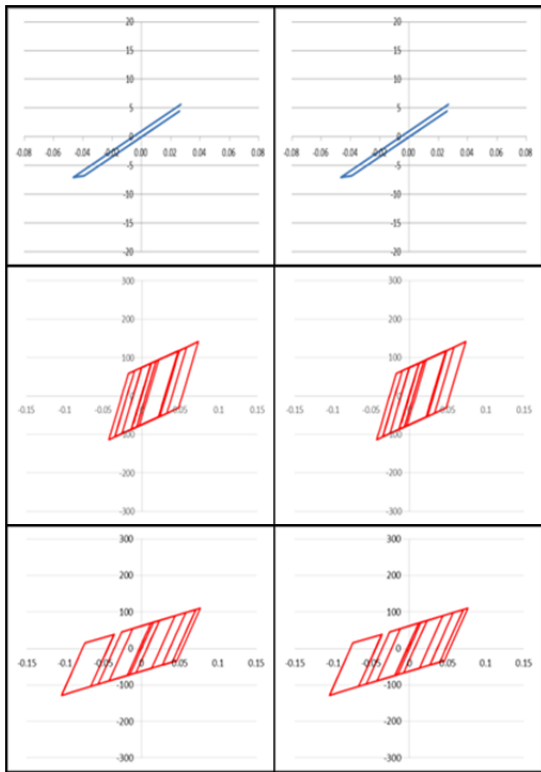


図.10 3階 南・東柱
Fig.10 3F column of south and east

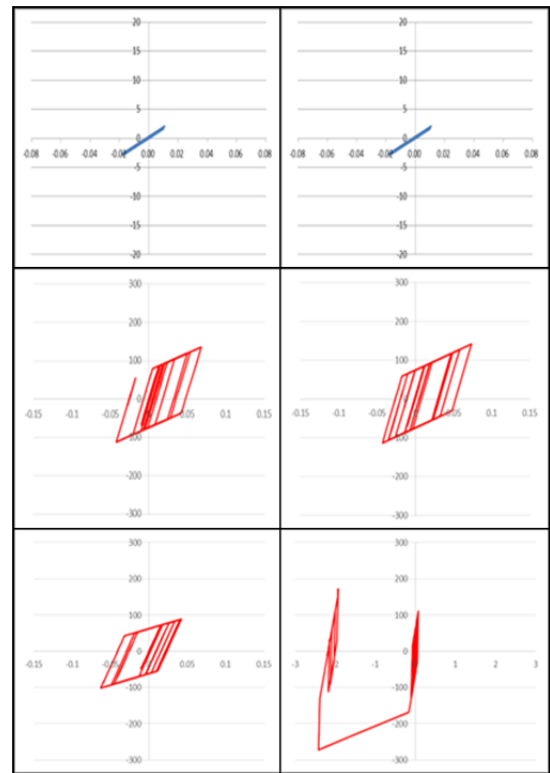


図.12 4階 南・東柱
Fig.12 4F column of south and east

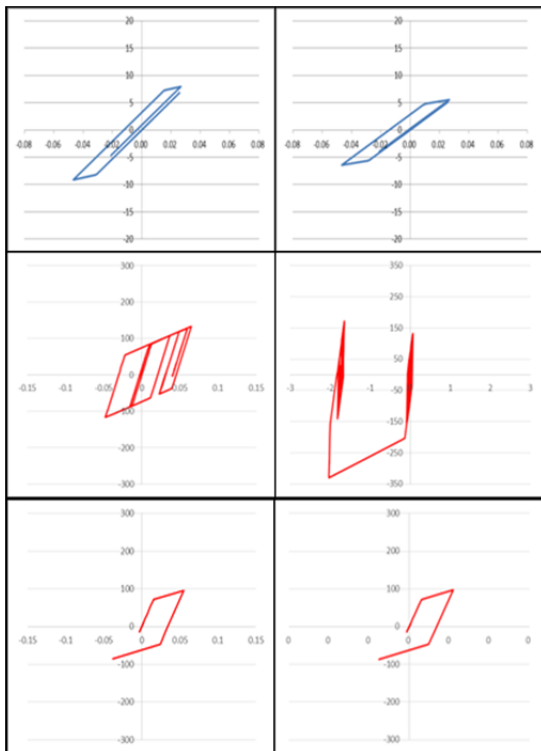


図.11 3階 西・北柱

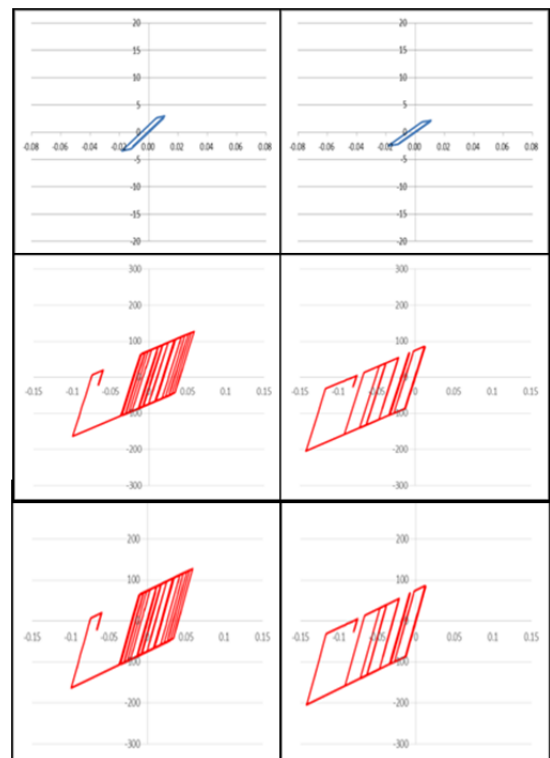


図.13 4階 西・北柱
Fig.13 4F column of west and north

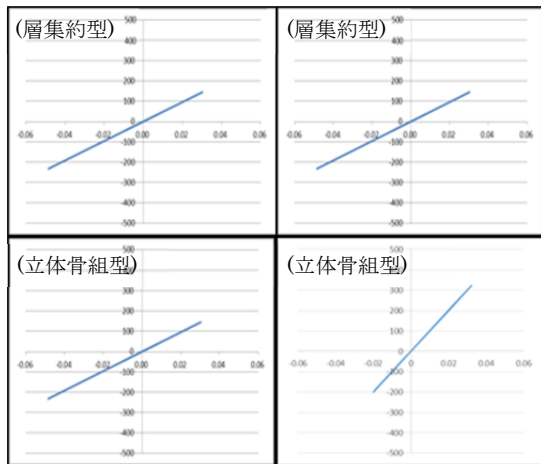


図. 14 1階 南西壁

Fig.14 1F shear wall of south west

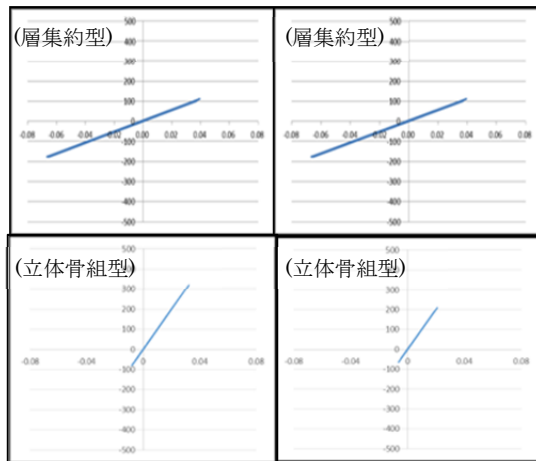


図. 15 2階 南西壁

Fig.15 2F shear wall of south west

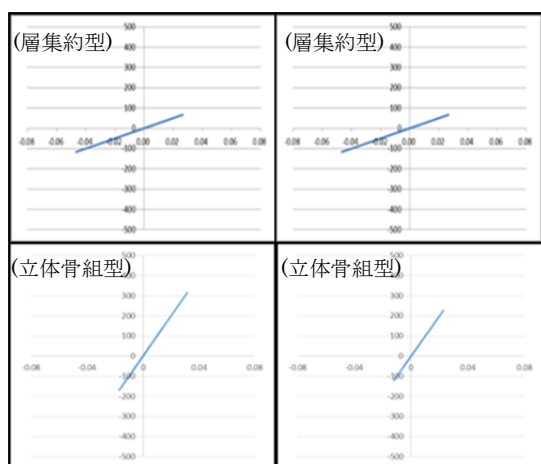


図. 16 3階 南西壁

Fig.16 3F shear wall of south west

6. 検討・考察

6.1 検討・考察

立体骨組モデルの解析では柱が塑性域まで達している。層集約モデルと立体骨組モデルの耐震壁の剛性の傾きに違いが見られるのは、層集約型における剛性が D 値法により低減されていることによる。しかし、両モデルとも耐震壁の剛性が層剛性において支配的であるため、耐震壁が弾性範囲内にある本入力地震動では層変位に大きな違いは生じていない。

6.2 要約

本研究で得られた知見は以下の3点である。

- ・低層鉄筋コンクリート構造における耐震壁の役割を確認できた。
- ・層に関する挙動は簡易な層集約モデルで立体骨組モデルを代替できる。
- ・部材に関する詳細な挙動を把握するには立体骨組モデルが必要である。

以上から層集約モデルによる簡易な弾塑性解析は動的耐震診断において有益な手法となり得ることが判明した。

謝辞

本論文2章の常時微動観測において、川越市立高階中学校の関係者の方々には休日かつ試験期間という多忙な時期にも拘らず快くご協力いただきました。記して深謝致します。

参考文献

- [1] 柴田明德、“最新 耐震構造解析 第2版”、森北出版株式会社、2003年
- [2] 田村幸雄,佐々木敦,塚越治夫、“RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価”、日本建築学会構造系論文報告集 第454号 pp.29-38、1993年
- [3] 藤谷義信,藤井大地,野中哲也、“パソコンで解く骨組の静的・動的・弾塑性解析”、丸善株式会社、2000年
- [4] 社団法人 日本建築構造技術者協会、“耐震構造設計ハンドブック”、オーム社、2008年
- [5] 社団法人 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算基準2010”、丸善株式会社、2010年
- [6] 戸川隼人、“有限要素法による振動解析”、サイエンス社、1975年
- [7] 川井忠彦,藤谷義信、“振動および応答解析入門”、培風館、1991年