法政大学学術機関リポジトリ

HOSEI UNIVERSITY REPOSITORY

PDF issue: 2025-07-04

集約型層剛性モデルによるRC建物の動的耐震 検討:横浜市立大曽根小学校第二校舎

古明地, 洋佳 / 木村, 築 / YOSHIDA, Nagayuki / KAWAI, Yuto / KIMURA, Kizuku / KOMEICHI, Yousuke / 吉田, 長行 / 河井, 雄登

(出版者 / Publisher)法政大学情報メディア教育研究センター

(雑誌名 / Journal or Publication Title) 法政大学情報メディア教育研究センター研究報告 / 法政大学情報メディア教育研 究センター研究報告

(巻 / Volume) 30 (開始ページ / Start Page) 36 (終了ページ / End Page) 41 (発行年 / Year) 2016-04-01 (URL)

https://doi.org/10.15002/00013436

集約型層剛性モデルによる RC 建物の動的耐震検討

-横浜市立大曽根小学校第二校舎-

Earthquake Resistance Analysis of RC Structures by Reduced Layer Model

-Osone Elementary School-

古明地 洋佳¹⁾ 木村 築¹⁾ 河井 雄登²⁾ 吉田 長行²⁾ Yosuke Komeichi, Kizuku Kimura, Yuuto Kawai, 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 : Reduced layer, Three-dimensional frame, 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「集約型層剛性モデル」を提案し、 精度と有効性を検討する。解析に用いるデータは図 面と実測に基づき得られたものである。

2. 動的耐震検討のための常時微動観測

本研究では横浜市立大曽根小学校の北側校舎を対 象として常時微動観測を行った。

2.1 対象建物

神奈川県所在の、横浜市立大曽根小学校内にある 教室棟のひとつであり、鉄筋コンクリート造地上3 階建ての学校建築である。1965年の竣工から約50

原稿受付 2016 年 3 月 9 日 発行 2016 年 4 月 1 日 Copyright © 2016 Hosei University 年が経過しているが、2005年には改修工事を行い、 1階、2階の一部にブレースの増設が施されている。 構造体としては、1階から3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1.0Hz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1s程度になると考 えられる。また、建物高さが10.18mであるので、 建物高さから算出する固有周期は0.203s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

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、

$$\begin{bmatrix} K_{N} & & & & \\ 0 & I_{z}K_{4} & & SYM \\ 0 & I_{z}J_{2} & I_{z}J_{1} & & \\ -K_{N} & 0 & 0 & K_{N} & \\ 0 & -I_{z}K_{4} & -I_{z}J_{2} & 0 & I_{z}K_{4} \\ 0 & I_{z}J_{2}' & I_{z}J_{3} & 0 & -I_{z}J_{2}' & I_{z}J_{1}' \end{bmatrix}$$
(1)

$$J_2 = K_2 + K_4 \ell_L \tag{2}$$

$$J_2' = K_2' + K_4 \ell_R \tag{3}$$

$$J_1 = K_1 + (2K_2 + K_4 \ell_L) \ell_L \tag{4}$$

$$J_1' = K_1' + (2K_2' + K_4\ell_R)\ell_R$$
(5)

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

$$K_{N} = \frac{EA}{\ell'} \tag{7}$$

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

$$K_1' = \frac{4E}{\ell'} \cdot \frac{3\lambda_R(1+\lambda_L)}{2\lambda_p} \tag{9}$$

$$K_2 = \frac{6E}{\ell'^2} \cdot \frac{\lambda_L (1 + 2\lambda_R)}{\lambda_p} \tag{10}$$

$$K_2' = \frac{6E}{\ell'^2} \cdot \frac{\lambda_R (1 + 2\lambda_L)}{\lambda_p} \tag{11}$$

$$K_3 = \frac{2E}{\ell'} \cdot \frac{3\lambda_L \lambda_R}{\lambda_p} \tag{12}$$

$$K_4 = \frac{12E}{\ell'^3} \cdot \frac{\lambda_L + \lambda_R + 4\lambda_L \lambda_R}{2\lambda_p}$$
(13)

$$\ell' = \ell - (\ell_L + \ell_R) \tag{14}$$

$$\lambda_p = 1 + \lambda_L + \lambda_R \tag{15}$$

ここで、 ℓ_L 、 ℓ_R は左右端の剛域幅。 全体座標系における要素剛性マトリクス、

$$\begin{bmatrix} A_{N}C + I_{1}A_{4}S \\ (K_{N} - I_{c}K_{4})CS \\ -I_{c}L_{2}S \\ (K_{N} - I_{c}K_{2})CS \\ -I_{c}L_{2}S \\ (I_{c}K_{4} - K_{N})CS \\ -K_{N}C^{2} - I_{c}K_{3}C^{2} \\ (I_{c}K_{4} - K_{N})CS \\ -I_{c}L_{2}C \\ (I_{c}K_{4} - K_{N})CS \\ -I_{c}L_{2}C \\ -I_{c}L_{c}C \\ -I_{c}C \\ -I_{c}C$$

3.2 立体骨組モデルの初期剛性

平面骨組での回転角と曲げモーメントの正負を逆 にするだけで縦方向変形の定式化を得ることができ る。

$$[k] = I_{y} \begin{bmatrix} K_{4} & -J_{2} & -K_{4} & -J_{2}' \\ -J_{2} & J_{1} & J_{2} & J_{3} \\ -K_{4} & J_{2} & K_{4} & J_{2}' \\ -J_{2}' & J_{3} & J_{2}' & J_{1}' \end{bmatrix}$$
(17)

マトリクスの成分は式(2)から式(15)の各式と同じである。

立体骨組では直交方向に接続する部材の曲げによって捩り変形が発生する。これを次に定式化する。

$$\begin{bmatrix} K_T & -K_T \\ -K_T & K_T \end{bmatrix} \begin{cases} \phi_L \\ \phi_R \end{cases} = \begin{cases} T_L \\ T_R \end{cases}$$
(18)

$$\frac{GK}{\ell'} \tag{19}$$

 $\phi_{L,R}$:捩れ角、 $T_{L,R}$:捩りモーメント、K:捩り定数

 $K_T =$

式(1),式(17),式(18)を重ね合わせて立体骨組の要素

Copyright © 2016 Hosei University

法政大学情報メディア教育研究センター研究報告 Vol.30

剛性方程式は以下のようになる.

$$[k]\Delta\{d\} = \Delta\{f\}$$
(20)

$$\begin{bmatrix} K_{N} & & & & \\ 0 & I_{2}K_{4} & & & & \\ 0 & 0 & I_{3}K_{4} & & & & SYM \\ 0 & 0 & 0 & K_{7} & & & \\ 0 & 0 & -I_{3}J_{2} & 0 & I_{3}J_{1} & & & \\ 0 & I_{2}J_{2} & 0 & 0 & 0 & I_{2}J_{1} & & \\ -K_{N} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{N} & & \\ 0 & -I_{2}K_{4} & 0 & 0 & 0 & -I_{2}J_{2} & 0 & I_{2}K_{4} & & \\ 0 & 0 & 0 & -K_{7} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{7} & \\ 0 & 0 & -I_{3}J_{2}' & 0 & I_{3}J_{3} & 0 & 0 & 0 & I_{3}J_{2}' & 0 & I_{2}J_{1}' \\ 0 & I_{2}J_{2}' & 0 & 0 & 0 & I_{2}J_{3} & 0 & -I_{2}J_{2}' & 0 & 0 & I_{2}J_{1}' \end{bmatrix}$$

$$[k]\Delta\{d\} = \Delta\{f\}$$
(22)

 $[\overline{k}] = [T]^T [k] [T]$ (23)

$$[d] = [T][\overline{d}] \tag{24}$$

$$[f] = [T][\overline{f}] \tag{25}$$

ここで、[T]は座標変換マトリクス。

3.3 集約型層剛性モデルの初期剛性

立体骨組モデルより算出した層剛性と比較し算出 した各層の低減率を利用し、部材の初期剛性を算出 する。柱剛性は以下の式で算出する[1],[3]。

$$k = a \times \frac{12EI}{H^{\prime 3}} [\text{N/m}]$$
 (27)

ここに,

H':柱の内法高さ、 $E = 2.27 \times 10^{10} [\text{N/m}^2]$:ヤング 率、 $I = bD^3/12 [\text{m}^4]$:柱断面二次モーメント、a:立 体骨組みモデル剛性と比較し算出した補正係数。 次に壁剛性は以下の式で算出する。

$$k = a \times \frac{G \cdot tL}{H'} [\text{N/m}]$$
(28)

ここに、 *G* = 0.9445×10¹⁰[N/m²]: 剪断弾性係数、 *t*[*m*]:壁厚、*L*[*m*]:壁の長さ、*H*'[*m*]:壁の内法高さ、 *a*:立体骨組みモデル剛性と比較し算出した補正係 数。

> 表1 各階の集約型層剛性 Table 1 Layer stiffness

Table I Layer suffices	
階層	層剛性[N/m]
3階	4.78×10^{9}
2 階	5.03×10 ⁹
1 階	6.41×10 ⁹

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]。

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

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

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

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

$$\{L_{1}\} = \Delta t[M]^{-1} \left[\{b_{n+\frac{1}{2}}\} - \frac{1}{2}[C] \{L_{0}\} \right] = \Delta t[M]^{-1} \{b_{n+\frac{1}{2}}\} (34)$$

$$\{L_{2}\} = \Delta [M]^{-1} \left[\{b_{n+\frac{1}{2}}\} - \frac{\Delta}{4}[K_{n}] \{L_{0}\} - \frac{1}{2}[C] \{L_{1}\} \right] = \Delta [M]^{-1} \left[\{b_{n+\frac{1}{2}}\} - \frac{\Delta}{4}[C] \{L_{1}\} - \frac{\Delta}{2}[C] \{L_{1}\} - \frac{\Delta}{2}[C] \{L_{1}\} - \frac{\Delta}{2}[C] \{L_{2}\} \right] (36)$$

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

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

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







(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2,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

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

Copyright © 2016 Hosei University

$$M_{y} = 0.8a_{t}\sigma_{y}D + 0.5ND(1 - N / bDF_{c}) \quad (41)$$

$$a_t = p_t bD, p_t \ge 0.004$$
 (42)

$$(N / bD \leq 0.4F_c$$
の場合)

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

$$\alpha_{y} = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_{t} + 0.043 \frac{M}{QD} + 0.33 \frac{N}{bDF_{c}}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^{2}$$

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

$$d \Box D - 50$$

$$\lambda_{v} = 0.001 \square 0.01 \tag{45}$$

(2)梁

$$M_c = \sigma_c Z \ , \ \sigma_c = 0.56 \sqrt{F_c} \tag{46}$$

$$M_{y} = 0.9a_{t}\sigma_{y}d$$
 $a_{t} = p_{t}bd$ $p_{t} \ge 0.004$ (47)

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

$$\alpha_{y} = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_{t} + 0.043 \frac{M}{QD}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^{2}$$

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

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

$$\lambda_{v} = 0.001 \square 0.01 \tag{50}$$

(3) 壁

$$\gamma_c = 0.2 \times 10^{-3} \tag{51}$$

$$\gamma_{y} = 0.2 \times 10^{-2} \tag{52}$$

$$\lambda_c = 0.1 \tag{53}$$

$$\alpha_v = 0.19 \tag{54}$$

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兵庫県南部地震 を用い、解析を行った。兵庫県南部地震および入力 地震波を図4に示す。

" <u></u>



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-剪断力グラフは縦軸が剪断力[*M*]、横軸が層間変 位[*m*]。

(1) 剛性低減率無し



図.5 1階柱 Fig.5 1F column



図.6 1階 壁・層 Fig.6 1F sheer wall and floor





図.7 2階柱 Fig.7 2F column



図.8 2階 壁・層 Fig.8 2F sheer wall and floor



図.9 3 階柱 Fig.9 3F column



図.10 3階 壁・層 Fig.10 3F sheer wall and floor

5.2.2 剛性低減率有り





図.11 1 階柱 Fig.11 1F column



図 12 1 階 壁・層 Fig.12 1F sheer wall and floor



図.13 2階柱 Fig.13 2F column



図.14 2階壁・層 Fig.14 2F sheer wall and floor



図.15 3階柱 Fig.15 3F column



図 16 3 階壁・層 Fig.16 3F sheer wall and floor

6. 検討·考察

6.1 検討·考察

立体骨組モデルよりせん断剛性の算出を行い、集約 型層剛性モデルにおける剛性と比較低減を行うこと で、実際の建物の性能に近い集約型層剛性モデルを 作成することができた。

指定した履歴特性を表現することが出来た。 Ds 値を算出した結果は 0.45 であった。この値は 0.3~0.5 の範囲でありこれらの数値は有効であるた め、この低減方法は有効なものであると考えられる。 以上から集約型層剛性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うることが判明した。

参考文献

- [1] 柴田明徳著、"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]戸川隼人著、"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

Copyright $\[mathbb{C}$ 2016 Hosei University