一軸偏心した非剛床木質構造の動的特性および地震応答に関する基礎的研究

A BASIC STUDY ON DYNAMIC PROPERTY AND SEISMIC RESPONSE OF TIMBER
STRUCTURE WITH FLEXIBLE FLOOR AND UNI-AXIAL STIFFNESS ECCENTRICITY

山崎 義弘*, 笠井 和彦**, 坂田 弘安***

Yoshihiro YAMAZAKI, Kazuhiko KASAI and Hiroyasu SAKATA

Dynamic properties and seismic responses of timber structure are discussed, with focus on uni-axial stiffness eccentricity of structural walls and horizontal flexibility of floor diaphragm. The stiffness eccentricity factor R_e defined in Japanese building standard law assumes rigid diaphragm, which can result in considerable error in estimations for torsional properties/responses of timber structures. Simplified formulations for the dynamic properties considering the diaphragm flexibility are given, and are applied to discuss seismic responses of example structures. The stiffness of horizontal diaphragm appears to affect not only the torsional response but also the translational response of the structure.

Keywords : Rigid floor, Flexible floor, Horizontal diaphragm, Torsional response, Stiffness eccentricity, Wooden house

剛床, 非剛床, 水平構面, 振れ応答, 剛性偏心, 木造住宅

1. はじめに

1. 1 背景

木造住宅では建築計画上の理由から耐力壁が偏在し、大きな剛性偏心が生じることを避け難いケースが数多く存在する¹⁾。そのため、地震時振れ応答を予測し、これを耐震設計法に反映させることは不可欠であり、振動台実験による検証なども盛んに行われている^{2,3)}。また、建物に振れが生じて水平構面がその形状を維持すれば、直交壁などが振れに対して抵抗できるのに対し、水平構面の剛性が不十分な構造では、振れに対する各壁の抵抗力を伝達できず、水平構面がせん断変形するため、振れに対して脆弱になることが知られている。特に既存の古い軸組工法住宅や伝統構法による木造住宅では、上述の影響が懸念され、多くの研究報告がなされている^{2,4-6)}。

現行の耐震設計法で用いられる偏心率は、剛床仮定に基づく建物の特性値から求められるため、例えば軸組工法住宅の設計において、品確法の壁量計算法や許容応力度計算法では、水平構面に対して必要な床倍率や許容耐力を定めている^{7,8)}。この思想は、あくまで水平構面の先行破壊を防ぎ、耐力壁が終局耐力まで性能を発揮することを担保するための規定と考えられる。阿川ら²⁾が実験的に示したような、水平構面の変形による建物の固有周期の伸び、変形モードの著しい変化など、建物の動的な性状の変化という観点からも、水平構面に要求される性能を考へてみる必要があるだろう。現行の規準に基づき設計された木造住宅は、多くの実験などにより、その耐震安全性が検証されている中で、水平構面の剛性が建物の耐震性能に及ぼす影響については、未解明な点が残されていると考えられる。

これまでに水平構面の剛性を考慮した新たな耐震設計法の提案が

試みられているが、地震力を質量中心に作用する静的な外力として扱ったもの⁹⁻¹¹⁾、立体骨組の解析結果に基づく経験則的な評価法^{5,12,13)}が主であり、建物の動的特性を理論的に評価した例は見られない。振れ振動問題に関して、古くは志賀や Chopra らが理論を確立してきたが^{14,15)}、これまで非剛床を対象とした厳密な理論は無い。

そこで本論では、剛床仮定が成立しない「非剛床構造」の複雑な動的挙動を理論に基づいて精確に把握することに主眼を置き、その基礎的な検討として、水平構面全体が一様にせん断変形しながら振れる変形モードを仮定する。当然、現実にはさらに複雑な変形モードとなる可能性があり、上述の仮定の適用性は限られるが、まずは剛床仮定が成立しない上で、なるべく少ない自由度での検討を行う。

1. 2 本論文の目的と構成

本論は、振れを伴う建物の地震応答に水平構面の剛性が与える影響を把握することを目的として、まずは基本となる線形構造を対象とした動的特性の評価法を考案し、これに基づき地震応答の傾向をパラメトリックに分析する。また、既往の手法とは異なる本論の理論に基づき、剛床仮定が成立しうるクライテリアを探ってみることも、意義があるものと考えられる。論文の構成は以下の通りである。

2 章では、本論で考慮する構造モデルの前提条件を述べ、既往の評価法との比較を行う。

3 章では、まず剛床仮定に基づく運動方程式を導出し、これに水平構面のせん断変形という新たな自由度を追加し、非剛床構造へ拡張する。また、その過程で発生する振れの支配特性値も定義する。

4 章では、想定する構造モデルから振れの支配特性値の想定範囲を調べ、水平構面剛性とシステムの動的特性の関係を示す。また、

* 東京工業大学大学院

日本学術振興会特別研究員 DC・修士(工学)

** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph. D.

*** 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・工博

JSPS Research Fellow, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Assoc. Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

現行の耐震設計法で用いられる偏心率との関係についても論ずる。

5章では、地震入力を応答スペクトルで定義し、システムの地震最大応答を評価することで、水平構面剛性とシステムの最大応答の関係を示す。

2. 前提条件

2.1 本論で考慮する1×1スパンの構造モデル

本論では図1(左)に示す1層1×1スパンの耐力壁構造を考慮する。耐力壁は外周部のみに存在し、 x 方向の二つの構面の剛性が不均等であるため、 y 方向に剛性中心が偏心している。また、水平構面(ここでは2階の床面を指す)はある程度の柔性を有するものとする。耐力壁や水平構面などの質量は、建物平面内に均等に分布していると考え、全質量を水平構面内で均して扱う。

図2は慣性力と耐力壁の抵抗力の釣り合いと、これらによる水平構面の応答変位分布を表している。 x 方向にのみ地震入力を与えた場合、建物に生じる慣性力は、剛床かつ無偏心時に限って一様な分布となるが(図2(a))、非剛床時や剛性偏心が生じた場合には、複雑な慣性力分布となる(図2(b), (c))。本論では耐力壁の抵抗力が水平構面の外周部に作用し、さらに比較的小規模の建物を対象とすることで、水平構面は平行四辺形に変形すると仮定する。よって、図2(c)の場合の慣性力分布は、台形あるいは三角形で表され、この外力分布に対する応答を求める。なお、水平構面には吹き抜けなどは無く、一様なせん断剛性を有するものとする。

2.2 既往の評価法との比較

非剛床構造の振れ応答を対象とした既往の評価法・解析法についてここで詳述し、後述する本手法との違いを示す。

水平構面に振れやせん断変形が生じる建物は、慣性力の分布形状が未知であるため(図2)、振動モデルによる時刻歴解析が唯一の解析手法となる。このことから、非剛床構造の振れ応答の解析では、

図1 本論で考慮する1層1×1スパン耐力壁構造

図2 水平構面に加わる慣性力・耐力壁の抵抗力の釣り合いとこれらによる水平構面の応答変位分布

図3に示すように水平構面をせん断パネルやブレースで置換したモデルが用いられることが多い^{4,5,11,12,17-19}。このモデルの時刻歴解析は実建物の地震応答の再現として信頼性が高いものと考えられるが、自由度が高くなるほど、水平構面の剛性と建物の地震応答の関係は定性的にしか把握できなくなる。

1層1×1スパンの構造では、静的な力の釣り合いと、水平構面の変形も含めた適合条件から、偏心率や振れ補正係数の導出が試みられているが^{10,11}、前述のごとく静的な計算法では慣性力分布の変動を考慮しないため(図2)、その精度面から適用範囲が限られる。

これらに対して本論の手法は、図3(b)のような1×1スパンの振動解析モデルの自由度を縮約し、建物の地震応答は縮約した運動方程式を解くことで得られるようになる。このように最小限の自由度を与えた簡便な構造モデルの運動方程式に縮約することの利点は、その導出過程で非剛床構造の特性を表す数種の構造パラメータも導出され、これらとシステムの動的特性との関係が明確になることにある。多スパンの場合には、より多くの自由度と構造パラメータが必要であり、煩雑な理論となってしまうため、まずは1×1スパンでの理論の構築を行う。なお、後述する本論の手法は、図3(b)に示す振動解析モデルの時刻歴解析と等しい解が得られることを述べておく。

図3 非剛床構造の振れを考慮した振動解析モデルの例

3. 運動方程式

3.1 剛床の場合

図4は本論で考慮する構造モデルを示し、その変形モードを図5のように考える。本節では、まず剛床仮定に基づく定式化を述べ¹⁶⁾、水平構面のせん断変形角 $\gamma=0$ とする。

剛床に対して x, y 各方向に有効な剛性要素および粘性要素を接続し、 x 方向の地震動入力を与える。 x 方向に有効な剛性要素と粘性要素それぞれで、 i 番目の要素の剛性、粘性を k_{xi}, c_{xi} とし、質量中心 $c.m.$ (center of mass)からの距離を y_i, y'_i とする。また、 y 方向に有効な要素では同様に k_{yi}, c_{yi} とし、質量中心からの距離を x_i, x'_i とする。なお、原点は質量中心に設定する。以上に基づき、

$$K_x = \sum_i k_{xi}, \quad K_\theta = \sum_i (k_{xi} y_i^2 + k_{yi} x_i^2), \quad e_y = \sum_i k_{xi} y_i / K_x \quad (1a-c)$$

$$C_x = \sum_i c_{xi}, \quad C_\theta = \sum_i (c_{xi} y_i^2 + c_{yi} x_i^2), \quad e'_y = \sum_i c_{xi} y'_i / C_x \quad (2a-c)$$

式(1)において、 $K_x, K_\theta = x$ 方向剛性総和、質量中心回りの振れ剛性、そして e_y = 剛性偏心距離、つまり質量中心 $c.m.$ から x 方向剛性の剛性中心 $c.s.$ (center of stiffness)までの位置ベクトルの長さであり、ベ

図4 構造モデルにおける剛性要素と粘性要素の位置の定義

図5 構造モデルの変形モード

クトルが \$y\$ 方向正の場合 \$e_y > 0\$ となる。また、式(2)では、\$C_x, C_\theta = x\$ 方向粘性総和、質量中心回りの振れ粘性と呼び、\$e'_y = \$ 粘性偏心距離、つまり質量中心から \$x\$ 方向粘性の粘性中心 \$c.d.\$ (center of damping) までの位置ベクトルの長さであり、\$y\$ 方向正の場合 \$e'_y > 0\$ とする。

質量中心に作用する \$x\$ 方向の力とモーメントの釣り合いから、

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_x & -C_x e'_y \\ -C_x e'_y & C_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & -K_x e_y \\ -K_x e_y & K_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (3)$$

となる。ここに、\$m, I\$ = 水平構面の質量と回転慣性、\$\ddot{u}_g = x\$ 方向地動加速度、\$u_x, \theta\$ = 質量中心の \$x\$ 方向変位と回転(rad.)である。

さらに、式(1), (2)から以下のパラメータを定義する。

$$\omega_x = \sqrt{K_x / m}, \quad \omega_\theta = \sqrt{K_\theta / I}, \quad \bar{e}_y = e_y / r_m \quad (4a-c)$$

$$h_x = C_x / (2m\omega_x), \quad h_\theta = C_\theta / (2I\omega_\theta), \quad \bar{e}'_y = e'_y / r_m \quad (5a-c)$$

ここに、\$\omega_x, h_x = x\$ 方向変位のみが生じるよう回転を拘束したモデルの固有円振動数、減衰定数である。同様に、\$\omega_\theta, h_\theta = \$ 回転のみが生じるよう \$x\$ 方向変位を拘束した場合の固有円振動数、減衰定数である。また、\$\bar{e}_y, \bar{e}'_y\$ = 剛性偏心比、粘性偏心比と定義する。\$r_m\$ は質量回転半径であり、これを用いて、

$$\Delta u_x = r_m \theta, \quad r_m = \sqrt{I / m} \quad (6a,b)$$

という変換を考える。\$\Delta u_x\$ は、質量中心から距離 \$r_m\$ にある点の、質量中心に対する \$x\$ 方向相対変位であり、回転 \$\theta\$ によって生じる。これらを用いて式(3)を書き換える。すなわち、

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \{1\} \ddot{u}_g \quad (7)$$

$$m = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad u = \begin{bmatrix} u_x \\ \Delta u_x \end{bmatrix}, \quad \{1\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8a-c)$$

$$c = 2h_x \omega_x \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}'_y \\ -\bar{e}'_y & h_\theta \omega_\theta \end{bmatrix}, \quad k = \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \end{bmatrix}$$

式(7)が質量マトリクスで基準化した剛床時の運動方程式である。また、式(8)に現れる \$\omega_\theta / \omega_x, \bar{e}_y, h_\theta / h_x, \bar{e}'_y\$ の合計4種のパラメータを「振れの支配特性値」と呼ぶ¹⁶⁾。

3. 2 非剛床の場合

剛床時は \$u_x\$ と \$\theta\$ を変数とした2自由度系となったが、非剛床ではこれに水平構面のせん断変形角 \$\gamma\$ を追加し、3自由度系となる(図5)。ここで言うせん断変形角とは、いわゆるせん断パネルのひずみテンソル成分としてのせん断ひずみを差す。

図6(a)のように、\$x\$ 方向・\$y\$ 方向の各力によるモーメントは、水平構面を介して釣り合う。これを図6(b)のように水平構面の端部に作用する集中荷重 \$Q_x, Q_y\$ によるモーメントとして置き換えると、

$$Q_x L_y = -M^{(x)} - I^{(x)} (\ddot{\theta} + \ddot{\gamma}), \quad Q_y L_x = M^{(y)} + I^{(y)} (\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}) \quad (9a,b)$$

質量中心回りのモーメントの釣り合いは次式となる。

$$Q_x L_y = Q_y L_x \\ M^{(x)} + M^{(y)} + I \ddot{\theta} + (I^{(x)} - I^{(y)}) \ddot{\gamma} = 0 \quad (10a,b)$$

ここで、\$M^{(x)}, M^{(y)} = x\$ 方向・\$y\$ 方向の壁による質量中心回りの抵抗モーメントである。質量中心から \$x \cdot y\$ 方向に \$x_{mj}, y_{mj}\$ の距離にある質量 \$m_j\$ の微小領域を考え(図7)、これに生じる慣性力によるモーメントの積分値から、回転慣性 \$I\$ と \$I^{(x)}, I^{(y)}\$ が以下のように得られる。

$$I = \sum_j m_j (x_{mj}^2 + y_{mj}^2) \\ = I^{(y)} + I^{(x)} \left(= \frac{m}{12} (L_x^2 + L_y^2) \right), \quad m = \sum_j m_j \\ I^{(x)} = \sum_j m_j x_{mj}^2 \left(= \frac{m L_y^2}{12} \right), \quad I^{(y)} = \sum_j m_j y_{mj}^2 \left(= \frac{m L_x^2}{12} \right) \quad (11a-d)$$

式(11a), (11c), (11d)の右端に示した括弧付きの項は、均等質量分布の場合であり、一般には各質量と質量中心からの距離の二乗の積の総和として求める。\$I^{(x)}, I^{(y)}\$ (式(11c), (11d))は図7(b)のように水平構面にせん断変形角 \$\gamma\$ が生じたときの慣性モーメント \$(I^{(x)} - I^{(y)}) \ddot{\gamma}\$ (式(10b)左辺の第4項)に関する回転慣性を表す。

ここで、便宜上、せん断弾性係数 \$G\$、厚さ \$t\$ の床版が一様に分布している水平構面を扱うことにする。この仮定を木質構造にも適用することの妥当性は、付録A、付録Bで検証する。また、水平構面は \$x\$ 方向・\$y\$ 方向の辺長がそれぞれ \$L_x, L_y\$ である長方形とする(図5)。

図6(b)に示す応力状態の仮定から、水平構面内のせん断力分布は一樣になる。また、図6(b)に示す状態を考えると、水平構面に生じる工学的せん断ひずみは \$2\gamma\$ であることから、水平構面のせん断力に関する構成則は、

$$Q_x / (t L_x) = 2G\gamma, \quad Q_y / (t L_y) = 2G\gamma \quad (12a,b)$$

となる。これらの左辺を、式(9)のごとくモーメントの次元で表せば、

$$Q_x L_y = 2GV\gamma, \quad Q_y L_x = 2GV\gamma \quad (13a,b)$$

$$V = t L_x L_y \quad (14)$$

\$V\$ は水平構面の体積を表す。式(13)から分かるように、水平構面のせん断変形角 \$\gamma\$ は、水平構面を介して釣り合うモーメントに比例し、その比例係数は \$2GV\$ となる。

式(13a)に式(13b)の両辺をそれぞれ加え、式(9)を代入すれば、

$$M^{(s)} - M^{(v)} + (I^{(s)} - I^{(v)})\ddot{\theta} + I\ddot{\gamma} + 4GV\gamma = 0 \quad (15)$$

$M^{(s)}, M^{(v)}$ は、式(1), (2)のパラメータを用いて次のように表される。

$$\begin{aligned} M^{(s)} &= -C_x e_y' \dot{u}_x + C_\theta^{(s)} (\dot{\theta} + \dot{\gamma}) - K_x e_y u_x + K_\theta^{(s)} (\theta + \gamma) \\ M^{(v)} &= C_\theta^{(v)} (\dot{\theta} - \dot{\gamma}) + K_\theta^{(v)} (\theta - \gamma) \end{aligned} \quad (16a, b)$$

これより、非剛床の場合の運動方程式を次のように得る。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & I & I^{(s)} - I^{(v)} \\ 0 & I^{(s)} - I^{(v)} & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} \\ \ddot{\gamma} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_x & -C_x e_y' & -C_x e_y' \\ -C_x e_y' & C_\theta & C_\theta^{(s)} - C_\theta^{(v)} \\ -C_x e_y' & C_\theta^{(s)} - C_\theta^{(v)} & C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{\theta} \\ \dot{\gamma} \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} K_x & -K_x e_y & -K_x e_y \\ -K_x e_y & K_\theta & K_\theta^{(s)} - K_\theta^{(v)} \\ -K_x e_y & K_\theta^{(s)} - K_\theta^{(v)} & K_\theta + 4GV \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta \\ \gamma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & I & I^{(s)} - I^{(v)} \\ 0 & I^{(s)} - I^{(v)} & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (17)$$

ここに、

$$K_\theta^{(s)} = \sum_i k_{\theta i} y_i^2, \quad K_\theta^{(v)} = \sum_i k_{\theta i} x_i^2, \quad K_\theta = K_\theta^{(s)} + K_\theta^{(v)} \quad (18a-c)$$

$$C_\theta^{(s)} = \sum_i c_{\theta i} y_i^2, \quad C_\theta^{(v)} = \sum_i c_{\theta i} x_i^2, \quad C_\theta = C_\theta^{(s)} + C_\theta^{(v)} \quad (19a-c)$$

式(18a,b)は、それぞれ x 方向・ y 方向の壁による振れ剛性への寄与分、式(19a,b)は x 方向・ y 方向の壁による振れ粘性への寄与分である。式(18), (19)などから、以下のパラメータを新たに定義する。

$$\cos^2 \psi_x = K_\theta^{(s)} / K_\theta, \quad \sin^2 \psi_x = K_\theta^{(v)} / K_\theta \quad (20a, b)$$

$$\cos^2 \psi'_x = C_\theta^{(s)} / C_\theta, \quad \sin^2 \psi'_x = C_\theta^{(v)} / C_\theta \quad (21a, b)$$

$$\alpha = (I^{(s)} - I^{(v)}) / I, \quad \beta = \sqrt{4GV/I} \quad (22a, b)$$

式(6a)と同様に、次のような変数変換も行う。

$$\Delta u'_x = r_m \gamma \quad (23)$$

$\Delta u'_x$ は、非剛床の場合に水平構面のせん断変形角 γ によって生じる成分であり、質量中心から距離 r_m にある点の、質量中心に対する x 方向相対変位である。 Δu_x との違いを図8に示しておく。また、木質構造の水平構面では式22(b)の β における GV を定義し難いが、これと水平構面の面内せん断実験より得られるせん断剛性との関係を付録Aに示した。

以上、式(8)の各マトリクス $\mathbf{m}$, $\mathbf{c}$, $\mathbf{k}$ は、非剛床の場合、次式のよう書き換えられる。

$$\begin{aligned} \mathbf{m} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \alpha \\ 0 & \alpha & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ \Delta u_x \\ \Delta u'_x \end{Bmatrix}, \quad \{\mathbf{1}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \\ \mathbf{c} &= 2h_x \omega_x \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y' & -\bar{e}_y' \\ -\bar{e}_y' & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \cos 2\psi'_x \\ -\bar{e}_y' & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \cos 2\psi' & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \end{bmatrix} \\ \mathbf{k} &= \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y & -\bar{e}_y \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \cos 2\psi_x \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \cos 2\psi_x & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \left(1 + \frac{\beta^2}{\omega_\theta^2} \right) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (24a-c)$$

非剛床時の振れの支配特性値は、剛床時に対して α , $\cos 2\psi_x$, $\cos 2\psi'_x$, β/ω_θ の4種が追加されることが式(27)より分かる。 α , $\cos 2\psi_x$, $\cos 2\psi'_x$ はそれぞれ質量・剛性・粘性の分布が水平構面のせん断変形に及ぼす影響を表し、 β/ω_θ が水平構面のせん断剛性の相対的な大きさを表す(4.1節)。

(a) 水平構面を介して釣り合う x 方向・ y 方向の力によるモーメント (b) 等価なせん断力

図6 水平構面に加わる力

(a) 回転 θ が生じたとき (b) せん断変形角 γ が生じたとき

図7 慣性力によるモーメントの算出

図8 Δu_x と $\Delta u'_x$ の定義

4. システムの動的特性

4. 1 振れの支配特性値の想定範囲

本節では、建物の剛性・粘性バランス、および水平構面の形状と剛性を設定し、これらと振れの支配特性値の関係を検討する。

まず、図9のような構造モデルを考慮する。剛性要素・粘性要素が外周部のみに接続され、剛性の大きさを長方形の長さで表した(粘性要素は省略)。 x 方向の剛性総和を K とし、二つの構面に a : (1- a) (ただし、 $0 \leq a \leq 0.5$) で分配する。 y 方向の剛性総和を bK とし、1:1 で分配する。また、 x 方向と y 方向の辺長をそれぞれ L , cL とする。

3種のパラメータ (a , b , c) に対する振れの支配特性値の変化を表1にまとめた。 a は0.5から0まで変化するものとし、さらに参考のため現行の耐震設計規準で定められた偏心率 R_{ex} も併せて示した。以下では比例減衰を仮定し、 $\bar{e}_y' = \bar{e}_y$, $h_\theta/h_x = \omega_\theta/\omega_x$, $\cos 2\psi'_x = \cos 2\psi_x$ とする。 b が増加すると、 ω_θ/ω_x の増加、 $\cos 2\psi_x$ が減少する。 c が増加すると、 $\cos 2\psi_x$, α とともに増加するが、 ω_θ/ω_x の変化は b との関係によって異なる。また、 c が大きい場合、 $a=0$ に対応する $\bar{e}_y$ が増加し、偏心率 R_{ex} も非常に大きくなる。

次に、 $(\beta/\omega_0)^2$ を式(4b), (22b)を用いて書き直すと、

$$(\beta/\omega_0)^2 = 4GV/K_\theta \quad (25)$$

となる。すなわち、 $(\beta/\omega_0)^2$ とは水平構面にモーメントを与えたときの床版の面内せん断剛性 GV (式(13))と、水平構面を剛床とした場合に各壁が寄与する捩れ剛性 K_θ (式(1b))の比を表している。

上述した床版の面内せん断剛性 GV は、床倍率 α_f に比例すると考えて差し支えないだろう。例えば、床倍率が 1/150rad. 時の耐力で決まるものとし、そのときの割線剛性でせん断剛性を定義すれば、 GV は近似的に次のように書き換えられる⁸⁾。

$$GV = 1.96 \times 150 \alpha_f L_x L_y \quad (26)$$

同様に、各壁の剛性が壁倍率に比例すると考え、 K_θ を x 方向の壁量 α_x (m/m²) と、前述のパラメータ (b, c) を用いて書き換えれば、

$$K_\theta = \frac{1.96 \times 150 \alpha_x L_x L_y (b+c^2)}{h} \left(\frac{L_x}{2} \right)^2 \quad (27)$$

ここに、 h = 階高(m)であり、式(29)と同様に壁倍率が 1/150rad. 時の耐力で決まるものとして求めた。式(26), (27)を式(25)に代入すれば、

$$(\beta/\omega_0)^2 = \frac{16\alpha_f h}{\alpha_x L_y^2 (1+b/c^2)} \quad (28)$$

式(28)から次のことが分かる。水平構面のせん断剛性の相対的な大きさを表す $(\beta/\omega_0)^2$ は、床倍率 α_f に比例し、壁量 α_x に反比例する。このことは、壁量が多い建物はそれに応じた高い床倍率の水平構面が必要となることを表している。また、 b が高く c が低いほど、捩れに対して直交壁が抵抗しやすいことから、 b/c^2 とは捩れ剛性に対する直交壁の寄与の高さを表し、この値が高いほど $(\beta/\omega_0)^2$ は低下する。さらに建物の立体的な形状を表す h/L_y^2 にも影響を受ける。

このように、 β/ω_0 は床倍率のみの関数ではなく、他の様々なパラメータの影響を受ける。 $L_x = L_y = 5.46$ m ($c = 1$)、壁量 $\alpha_x = 0.15, 0.3, 0.45$ m/m² の 3 種(付録 C)、 $b = 0.5, 1, 2$ の 3 種とし、 $\beta/\omega_0 = 0.5, 1, 1.5, 2, 3$ の 5 種に対応する床倍率 α_f を表 2 に例示した。上述の 5 種 β/ω_0 値に、 $\beta/\omega_0 = 0$ と、 $\beta/\omega_0 = \infty$ (剛床と呼ぶ)を追加した計 7 種の β/ω_0 値について、検討を行っていく。

4. 2 システムの動的特性

i 次モード ($i = 1, 2, 3$) に関して、固有円振動数 ω_i 、および固有ベクトル ϕ_i は、次の実固方程式の解として得られる。

$$(-\omega_i^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}) \phi_i = \mathbf{0} \quad (29)$$

式(29)の解を得るには 3 次方程式を解く必要があるため、 ω_i や ϕ_i に関して陽に表すことは実用的ではない。したがって、何らかの求根アルゴリズムや固有値解析プログラムなどを用いて得ることとする。

木造住宅のような短周期構造では、高次モードの影響が極めて小さく³⁾、よって以下では式(29)から得られる 1 次モードの固有円振動数 ω_1 、固有ベクトル $\phi_1 = \{\phi_{11}, \phi_{21}, \phi_{31}\}^T$ について議論を進める。ここで、 ϕ_1 とは 1 次モードの固有ベクトルにおける j 番目の自由度の要素であり、 $j = 1$ は並進成分、 $j = 2$ は回転成分、 $j = 3$ は床せん断変形成分である(図 10)。

$c = 1$ とし、 $b = 0.5, 1, 2$ の 3 種、 $\beta/\omega_0 = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, \infty$ の 7 種について、 $a = 0 \sim 0.5$ の範囲内での ω_1/ω_x 、および ϕ_1 の各成分のバランスを図 11 に示す。本論では特に $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ のことを、「 x 方

図 9 考慮する構造モデル (粘性要素を除く)

表 1 剛性バランス・床形状と捩れの支配特性値の関係

b	c	$\bar{e}_y^{(*)}$	ω_θ/ω_x	$\cos 2\psi_x$	α	R_α
0.5	0.5	0 ~ 0.78	1.34	-0.33	-0.6	0 ~ 0.71
1			1.73	-0.6		0 ~ 0.5
2			2.32	-0.78		0 ~ 0.35
0.5	1	0 ~ 1.23	1.5	0.33	0	0 ~ 1.41
1			1.73	0		0 ~ 1
2			2.12	-0.33		0 ~ 0.71
0.5	2	0 ~ 1.55	1.64	0.78	0.6	0 ~ 2.82
1			1.73	0.6		0 ~ 2
2			1.9	0.33		0 ~ 1.41

(*) a を 0.5 から 0 に変化させた場合

(**) 剛性比例型減衰のため、 $\bar{e}_y' = \bar{e}_y$, $h_\theta/h_x = \omega_\theta/\omega_x$, $\cos 2\psi_x' = \cos 2\psi_x$

表 2 β/ω_0 の床倍率換算値

壁量 (m/m ²)	b	β/ω_0				
		0.5	1	1.5	2	3
0.15	0.5	0.04	0.15	0.35	0.61	1.38
	1	0.05	0.20	0.46	0.82	1.84
	2	0.08	0.31	0.69	1.23	2.76
0.3	0.5	0.08	0.31	0.69	1.23	2.76
	1	0.10	0.41	0.92	1.64	3.69
	2	0.15	0.61	1.38	2.46	5.53
0.45	0.5	0.12	0.46	1.04	1.84	4.15
	1	0.15	0.61	1.38	2.46	5.53
	2	0.23	0.92	2.07	3.69	8.29

(***) 各セルは $L_x = L_y = 5.46$ m の場合の床倍率換算値

向の壁の変形モード」と呼ぶ。

$a = 0.5$ (無偏心) のときは、 β/ω_0 に関わらず $\omega_1/\omega_x = 1$ となるが、 a が低下するにつれて ω_1/ω_x は低下し、その低下は β/ω_0 が低いほど著しい。また、 b が高いほど β/ω_0 の影響を大きく受ける。 $a = 0$ かつ $\beta/\omega_0 = 0$ のモデルでは、 b に関わらず $\omega_1/\omega_x = 0$ に近づく。

$b = 0.5$ と低い場合、等しい a で比較すると β/ω_0 の低下につれ ϕ_{21}/ϕ_{11} は低下し、回転成分の寄与が小さくなっている。しかし、これに床せん断変形成分の寄与を加えた $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ を見ると、 b に関わらず β/ω_0 が低下するにつれ $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ が増加し、 x 方向の壁の変形モードとしては捩れが増加したような現象が起きる。 $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ に関しては、 b が高いほど β/ω_0 の影響を大きく受ける。

ϕ_3/ϕ_{11} のグラフは、 b が変化しても概形がほとんど変化しない。このことは、床せん断変形成分の寄与は、ほぼ a と β/ω_0 で決定づけられることを表している。文献 10 では、回転成分に対する床せん断変形成分の比(本論の定義で言う ϕ_3/ϕ_{21})が、剛性偏心の大小(= a の大小)によらないという結論を導いているが、特に b が低いときにはそのような傾向が見られない。これは、文献 10 では静的な外力を考慮していたためだと考えられる。

また、既往文献⁴⁾で述べられているような、剛床に近い構造 ($\beta/\omega_0 = \text{大}$) ほど、直交壁への剛性付加による振れ抑制効果が有効であることは図 11 の ω_1/ω_x や $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ のグラフより明らかであり、これまでに多数の時刻歴解析から得られた結論も、本論の評価法によって、より定量的に示すことが可能となる。なお、 $\beta/\omega_0 = 0$ のとき、各動的特性値は b の影響を受けない。これは直交壁が全く機能しないことを表しており、付録 D に証明を示した。

ここで、剛床仮定が成立するクライテリアについて考えてみる。例えば、後述する地震応答の傾向 (5.2 節) も含めて、 $\beta/\omega_0 > 1.5$ であれば $\beta/\omega_0 = \infty$ のケースと動的特性値や地震応答に大差はないように思われる。表 2 から $\beta/\omega_0 > 1.5$ を満たす床倍率の下限値を読み取ると、壁量 = 0.3 m/m², $b = 1$ では床倍率 > 0.92 であり、壁量 = 0.45 m/m², $b = 1$ では床倍率 > 1.38 となる (ただし、 $L_x = L_y = 5.46\text{m}$ の場合)。許容応力度計算法⁸⁾や精密診断法¹³⁾では平均床倍率 ≥ 1 が剛床のクライテリアとされ、これらと比較して同等程度の要求値となり、現代の木造軸組工法においても十分可能な要求と言える。ただし、前述のごとく β/ω_0 は床倍率のみの関数ではなく、直交壁の剛性や建物の形状によって変化することに注意が必要である。

4. 3 水平構面の剛性を考慮した等価偏心率

本節では、水平構面の剛性を考慮した等価剛床モデルを構築し、

図 10 1次モード形の定義

既往の評価法^{10,11)}とは異なるアプローチによって等価偏心率を導出することを試みる。

本論で考慮する床せん断剛性 $\neq \infty$ である非剛床モデルの変形モードを図 12(左)に示す。これに対し、図 12(右)のような床せん断剛性 $= \infty$ である等価剛床モデルを新たに考慮する。これは明らかに非剛床モデルと変形モードが異なるが、両モデルで x 方向の壁の変形が等しいという条件を設ける。また、図 12 より明らかなように等価剛床モデルの方が y 方向の壁の変形が大きくなる。

よって、非剛床構造の欠点を端的に言うと、直交壁の変形が減少することにより、振れに対する直交壁の抵抗力が有効に作用しなくなることに他ならない。そこで、等価剛床モデルでは直交壁の変形の減少を、剛性を k 倍 ($0 \leq k \leq 1$) に低減することに置き換え、非剛床構造における x 方向壁の変形モードを再現する。ここに、 $k =$ 有効直交壁剛性比と呼び、以下のように得る。

直交壁の剛性低下は、剛床時に定義される振れの支配特性値のうち ω_0/ω_x にのみ影響を及ぼす。そこで、等価剛床モデルの ω_0/ω_x を $\bar{\omega}_0/\omega_x$ と表す。また、等価剛床モデルの 1 次固有円振動数 $\bar{\omega}_1$ は、式 (7), (8) に基づく実固有方程式を解くことで、次のように表される。

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{\omega_x^2}{2} \left[1 + \frac{\bar{\omega}_0^2}{\omega_x^2} - \sqrt{\left(1 + \frac{\bar{\omega}_0^2}{\omega_x^2} \right)^2 - 4 \left(\frac{\bar{\omega}_0^2}{\omega_x^2} - \bar{e}_y^2 \right)} \right] \quad (30)$$

式(30)を $\bar{\omega}_0/\omega_x$ について解けば、

$$\frac{\bar{\omega}_0}{\omega_x} = \sqrt{\frac{\bar{\omega}_1^2}{\omega_x^2} + \frac{\bar{e}_y^2}{1 - \bar{\omega}_1^2/\omega_x^2}} \quad (31)$$

ここで、式(31)右辺に表れる $\bar{\omega}_1$ に、式(29)を解いて得られる非剛床

図 11 β/ω_0 とシステムの動的特性の関係 ($\beta/\omega_0 = 0$ (破線), 0.5, 1, 1.5, 2, 3, ∞ (太線), $c = 1$)

モデルの ω_0 を代入する。そして、式(31)を満たす $\bar{\omega}_0/\omega_x$ から k を求めれば、両モデルの 1 次固有円振動数は等しく、さらに x 方向の壁の変形モードも等しくなる(付録 E)。また、この k を用いて計算される偏心率を、「等価偏心率 $\bar{R}_{ex}$ 」と呼ぶ。

まず、有効直交壁剛性比 k の変化を図 13(左)に示す。他の変動要因は図 11 と同様である。 $\beta/\omega_0 = \infty$ の場合を除き、 a が 0.5 から低下するにつれ k は低下し、 β/ω_0 が低いほど k も低い。また、同じ $a, \beta/\omega_0$ で比較すると、 b が大きいほど k は低くなる。 $\beta/\omega_0 = 0$ かつ $a = 0$ の場合には $k = 0$ となり、直交壁は全く機能しない(付録 D)。

図 12 非剛床モデルと等価剛床モデルの関係

図 13 有効直交壁剛性比 k と等価偏心率 $\bar{R}_{ex}$ ($\beta/\omega_0 = 0$ (破線), 0.5, 1, 1.5, 2, 3, ∞ (太線), $c = 1$)

図 13(右)は、剛床仮定に基づく偏心率 R_{ex} と等価偏心率 $\bar{R}_{ex}$ の関係を表している。 $b = 0.5$ の場合、 β/ω_0 に関わらず $\bar{R}_{ex} \approx R_{ex}$ となるが、 $b = 1$ や 2 の場合、 R_{ex} に比べて $\bar{R}_{ex}$ が明らかに増加する。 $R_{ex} = 0.3$ のときの $\bar{R}_{ex}$ を、 $\beta/\omega_0 = 0, 1, 2$ の順に示すと、 $b = 1$ では $\bar{R}_{ex} = 0.38, 0.34, 0.31$ であり、 $b = 2$ では $\bar{R}_{ex} = 0.51, 0.4, 0.34$ となる。

このように、非剛床の場合には直交壁剛性が有効に機能しなくなること起因し、見掛け上、偏心率が増加したかのような現象が起こる。この現象を、動的な運動方程式に基づき示すことができた。

5. システムの地震応答の分析

4 章ではシステムの動的特性評価を行い、さらに 4.3 節では等価偏心率を定義し、剛床仮定に基づく偏心率計算との比較を行った。しかし、偏心率のみではシステムの地震応答を評価できないことは明らかであり、本論の目的も偏心率のような振れ応答の指標を提案することではない。これまでの非剛床構造に関する研究では、建物の固有円振動数・減衰定数・固有ベクトルのような動的特性値を用いてシステムの地震応答を評価し、これと構造モデルの剛性バランスや水平構面の剛性との関係を詳細に分析した例はなく、まずは非剛床構造における地震応答の基本的な傾向を論じる必要がある。

5. 1 スペクトル一定領域における 1 次モード応答

本論では簡素化のため、入力地震動はその擬似加速度応答スペクトル S_{pa} で定義し、システムの固有周期は加速度一定領域にあるとする。また、前述のごとく 1 次モードによる応答のみ考慮する。

式(29)から得られる 1 次固有ベクトル ϕ_1 を用い、1 次モード刺激係数 β_1 を次式のように得る。

$$\beta_1 = \phi_1^T \mathbf{m} \{1\} / \phi_1^T \mathbf{m} \phi_1 \quad (32)$$

また、 $C_0 = 0.2$ に相当する外力を想定し、5%減衰における擬似加速度応答値を $S_{pa}(h_0 = 0.05) = 196 \text{ cm/s}^2$ とすれば、システムの最大応答変位を与える変位ベクトル $\mathbf{u}_{\max}$ は、次式のように表される。

$$\mathbf{u}_{\max} = \beta_1 \phi_1 S_{pa}(h_0 = 0.05) / \omega_1^2 \quad (33)$$

本論ではあまり減衰定数の高くない構造を対象とするため、前述のような剛性比例型の減衰の仮定も不確かと言える。よって、以下の検討では 1 次モードの減衰定数が常に 5%であるとし、減衰による応答の低減を考慮しない。

5. 2 最大応答変位分布の傾向

$a = 0.15, 0.2, 0.25, 0.33, 0.4$ の 5 種、 $\beta/\omega_0 = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, \infty$ の 7 種の組み合わせについて、式(33)より求まる最大応答変位分布を図 14 に示す。質量中心・柔側壁 (x 方向の剛性が低い側)・剛側壁 (x 方向の剛性が高い側) の 3 点における最大応答変位を比較しており、各ケースの剛床時の偏心率 R_{ex} を図中に括弧書きで示した。なお、 $T_x (= 2\pi/\omega_x) = 0.4$ 秒とした。

図 14(a)は $c = 1$ で固定し、 $b = 0.5, 1, 2$ の 3 種について比較した結果である。図の右から左の順に a が小さく(剛性偏心が大きくなり)、下から上の順に b が小さく(直交壁剛性が小さく)なる。 a が小さいシステムほど、 β/ω_0 の変化に対して最大応答変位が影響を受けやすくなる。すなわち、 β/ω_0 が低下するほど柔側壁の最大変位が増加し、見掛け上振れが大きくなる。さらに特筆すべきは、 a が小さいシステムほど、 β/ω_0 の低下によって質量中心の最大変位も増加することである。これは、水平構面剛性の低下により、剛側壁や直交壁が

振れに対して抵抗しにくくなり、 ω_1 が低下したことが要因である²⁾。木造住宅のような短周期構造では、応答変位が周期の2乗に比例するため、上述した水平構面剛性の低下は、質量中心の並進変位も増加させやすいことに注意しなければならない。応力集中率や振れ補正係数を用いた既往の評価法では、剛床・非剛床に関わらず剛性中心の変位を1に基準化した指標を用いるため、このような固有円振動数の低下による並進変位の増加を考慮できない^{5,10,11)}。

図14(b)は $b=1$ で固定し、 $c=0.5, 2$ の2種について比較した結果である。 $b=1$ かつ $c=1$ のケースは図14(a)の中段に示している。 $c=2$ では元々直交壁が振れに抵抗しにくい床形状のため、 β/ω_θ が低下しても最大応答変位には変化が現れにくい。言い換えると、 $c=0.5$

のように振れ剛性に対して直交壁の剛性が大きく寄与する構造ほど、 β/ω_θ の低下が最大応答変位に大きく影響を与える。

以上、擬似加速度応答スペクトル一定という木造住宅に典型的な傾向を踏まえた上で非剛床構造の地震応答を分析した結果、既往の評価法では考慮していなかった点とその影響が明確となった。図14の全体的な傾向から、軸組工法における現行の規準 $R_{ex} < 0.3$ に加え、前述した $\beta/\omega_\theta > 1.5$ を満足すれば、剛床時の最大応答変位と大差はない、つまり、概ね剛床仮定が成立すると言えるだろう。また、 $a < 0.25$ のように剛性偏心が著しく大きい構造や、 $b=2$ や $c=0.5$ のように建物の振れ剛性に対して直交壁の剛性が大きく寄与する構造の地震応答は、特に水平構面の剛性に影響を受けやすく、 $\beta/\omega_\theta > 1.5$ を

図14 加速度一定領域 ($S_{pa} = 196 \text{ cm/s}^2$) における最大応答変位 ($\beta/\omega_\theta = 0$ (破線), 0.5, 1, 1.5, 2, 3, ∞ (太線))

満たさないケースの応答値は剛床時に比べて大きく異なる傾向を示した。このことから、式(28)に $\beta/\omega_0 = 1.5$, $h = 2.73$ m を代入し、床倍率 α_f に対して陽に表せば、次式を得る。

$$\alpha_f = 0.052(1+b/c^2)\alpha_x L_y^2 \approx \frac{L_y(1+b/c^2)\alpha_x}{9.7} L_y \quad (34)$$

式(34)は剛床仮定を満たす最小床倍率を表し、右辺の $L_y(1+b/c^2)/9.7$ は、品確法の必要床倍率算定式における α に相当する⁷⁾。ここに、品確法の α は境界条件を表す係数であり、0.5~2 となる(式(22a)の α とは異なる)。式(34)は非剛床構造における振れ振動時の動的特性を、剛床時のそれに近付けるという観点から誘導した必要値であり、直交壁の剛性 (b) や辺長比 (c) が含まれる。ただし、 $\beta/\omega_0 > 1.5$ というクライテリアに関しては、さらに精査する必要があると思われる。

6. おわりに

本論では、非剛床構造の動的特性評価法を提案し、これに基づき地震応答の傾向を分析した。以下にまとめる。

- 1) 水平構面のせん断剛性の高さは $(\beta/\omega_0)^2$ (式(24e)の 3 行 3 列)によって表され、このパラメータには二つの解釈ができる。一つは、水平構面の面内せん断剛性 GV と、剛床の場合に各壁が寄与する振れ剛性 K_θ の比 (式(25)) であること。二つ目は、床倍率や壁量、建物の形状によって決まる値 (式(28)) という解釈である。
- 2) 水平構面剛性とシステムの動的特性の関係は、式(29)の固有値問題を解くことで得られ、図 11 のように図示される。
- 3) 水平構面のせん断変形によって直交壁の変形が減少することを、直交壁の剛性低下に置き換えることで、水平構面の剛性を考慮した等価偏心率の算出を行った(図 13)。
- 4) 水平構面剛性 (β/ω_0) の低下は、見掛けの振れを増加させるだけでなく、1 次固有円振動数の低下により、質量中心の並進変位も増加させる(図 14)。
- 5) 1) で述べた β/ω_0 値が 1.5 以上であれば、建物の動的特性や地震応答の面でも概ね剛床仮定が成立する。これを床倍率に対して陽に表すと式(34)になり、剛床仮定を満たす必要床倍率を表している。
- 6) 剛性偏心が大きい構造や、振れ剛性に対して直交壁の剛性が大きく寄与する構造では、水平構面剛性 (β/ω_0) の低下が最大応答変位に大きく影響を与える(図 14(b))。このような構造で $\beta/\omega_0 > 1.5$ を満たさない場合、剛床仮定に基づく解析では応答値に多大な誤差が生じるため、水平構面の剛性を考慮する必要がある。

なお、本論は 1×1 スパンを対象としており、多スパンの建物に対してそのまま適用することはできないが、例えばゾーニングにより 2×1 スパンに近似することが可能であれば、4 自由度系に拡張して同様の展開が可能と考えられる。さらに多スパンの場合でも、図 3(a) のように床をせん断パネルの集合と考えれば、隣接する耐力壁線間 (1×1 スパン) の領域では平行四辺形の変形モードとなり、本論で得た有効直交壁剛性比 k に関する知見を適用できる可能性がある。

また、本論では質量が平面内に均等に分布している場合を扱ったが、これと異なる質量分布の場合であっても式(11)の値が変化する場合のみであり、振れの支配特性値が表 1 に示した値と同等であれば、本論と等しい結果が得られる。したがって、本論の結果は表 1 の振れの支配特性値に基づく結論であると換言できる。

最後に、筆者らは耐力壁 (鉛直構面) が非線形領域にあっても、一軸偏心建物の地震最大応答を等価線形化手法によって予測可能であることを文献 3 で示した。同様に、本論で示した非剛床構造の運動方程式から、水平構面の非線形化も含めた等価線形化が可能であると考えており、さらに将来的には簡便化を図るため、静的解析によるアプローチへの展開も必要となるだろう。前述の課題も含めて今後検証を行っていきたい。

参考文献

- 1) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，pp.228-231, 1998.3
- 2) 阿川将樹，腰原幹雄，佐藤孝浩，大橋好光，宮澤健二：偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 558 号，pp.157-164, 2002.8
- 3) 山崎義弘，笠井和彦，坂田弘安，大木洋司：剛性偏心した木質立体架構の粘弾性ダンパーによる振れ応答制御，日本建築学会構造系論文集，第 655 号，pp.1961-1700, 2010.9
- 4) 山田明，鈴木三四郎：床剛性を考慮した軸組木造長屋モデルの直交壁効果に関する考察 2 方向の地震入力を受ける場合，日本建築学会構造系論文集 第 634 号，pp.2143-2150, 2008.12
- 5) 宮澤健二，疋田慎二，西村彰敏：木質系住宅の水平構面剛性と立体動的偏心に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.277-278, 2010.9
- 6) 清水秀丸，向坊恭介，堀川恵巳子，植本敬大，河合直人，大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究 部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果，日本建築学会構造系論文集，第 657 号，pp.2001-2008, 2010.11
- 7) 国土交通省住宅局住宅生産課ほか：日本住宅性能表示基準・評価方法基準技術解説(新築住宅)2010，工学図書(株)，pp.111-125, 2010.10
- 8) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2008 年版)，pp.75-76, 2009.6
- 9) 村上雅英，稲山正弘：偏心を有する柔床壁式構造物の靱性設計法，日本建築学会構造系論文集，第 530 号，pp.93-98, 2000.4
- 10) 梶川久光，野口弘行：1 層箱形建物における剛床仮定の適用範囲に関する研究：木質立体建物の床剛性を考慮した水平ねじれ挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 595 号，pp.79-85, 2005.9
- 11) 小谷竜城，景山誠，村上雅英，稲山正弘：水平構面の剛性を考慮した偏心率及びねじれ補正係数の提案及び検証 1 スパンモデルの場合，日本建築学会構造系論文集，第 654 号，pp.1483-1490, 2010.8
- 12) 野口弘行，和木洋，内山善明，渡邊康志：水平構面剛性を考慮した 2 層木質建物の振動性状に関する研究(その 4)：壁量・壁配置に関する簡易構造検討法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊，pp.225-226, 2008.7
- 13) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法，pp.74-75, 2006.6
- 14) 志賀敏男：構造物の振動，共立出版，pp.140-184, 1976.6
- 15) C. L. Kan and A. K. Chopra: Effects of Torsional Coupling on Earthquake Forces in Buildings, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 103, No.4, pp. 805-819, 1977.4
- 16) 笠井和彦，山下忠道，山崎義弘，T. IGUSA：振れ振動をともしう 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，第 636 号，pp.225-234, 2009.2
- 17) 河合直人：耐力壁の釣合い良い配置のための簡便法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.237-238, 2001.7
- 18) 山田耕司：床剛性と雑壁を考慮した木造軸組建物の最大変位応答分布，日本建築学会構造系論文集，第 586 号，pp.131-137, 2004.12
- 19) 三宅辰哉，腰原幹雄，植本敬大，五十田博，箕輪親宏：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 11 震動台実験に対応する倒壊解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.387-388, 2006.7
- 20) 後藤正美，山口理恵，稲山正弘：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 5 水平構面の変形成分，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.187-188, 1998.7

付録 A 水平構面のせん断剛性に関する定義

木質構造の床構法は、面材のみを直貼りする場合や、火打ちを併用する場合など様々あり、その変形性状も純粋なせん断変形に近いものから、床組の曲げ変形を伴うものがある(図 A1(a),(b))。本論ではそのような変形性状の違いを問わず、便宜上、せん断弾性係数 G (kN/m²)，厚さ t (m) の床版に置換して

扱った。しかし、実現象を表すには図 A1(a)のように、頂部にせん断力 Q_x を与えたときの頂部変位を δ_x として、 x 方向の面内せん断剛性 $K_{R,x}$ (kN/rad.) を用いた方が都合が良い。すなわち、

$$Q_x = K_{R,x} \gamma_x, \quad \gamma_x = \delta_x / L_y \quad (A1)$$

ここに、 $\gamma_x = x$ 方向のせん断変形角、 $L_y = y$ 方向の床長さである。また、床に加えたモーメントを、

$$M_x = Q_x L_y \quad (A2)$$

のように表せば、式(13a)の関係から、

$$M_x = K_{R,x} L_y \gamma_x = 2GV\gamma \quad (A3)$$

$$\therefore GV = K_{R,x} L_y \quad (\because \gamma_x = 2\gamma)$$

すなわち、 GV は水平構面の面内せん断剛性 $K_{R,x}$ に、床の幅 L_y を乗じた値として扱えば良い。 $K_{R,x}$ は水平構面の面内せん断実験より得られる。

ここで、水平構面のせん断挙動に異方性がある場合を考えておく。すなわち、図 A1(b)のように、図 A1(a)とは直交方向にせん断力を与えたとき、そのモーメント M_y とせん断変形角 γ_y が、次のような関係となる場合である。

$$M_y = K_{R,y} L_x \gamma_y \quad (A4)$$

ここに、 $K_{R,y} = y$ 方向の面内せん断剛性である。本論のようにせん断弾性係数 G 、厚さ t の床版では、 $M_x = M_y$ のときに $\gamma_x = \gamma_y$ となるため、式(A3)、(A4)より、

$$K_{R,x} L_y \gamma_x = K_{R,y} L_x \gamma_y \quad (A5)$$

$$\therefore K_{R,y} L_x = K_{R,x} L_y \quad (\because \gamma_x = \gamma_y)$$

すなわち、本論で扱う水平構面は x 方向と y 方向それぞれの面内せん断剛性が、加力方向の床長さ (奥行き) に比例する (式(A5)) 必要がある。図 A1(a)に示すように面材を釘打ちした水平構面の場合、上述の仮定は十分成立しうると考えられる。

付録 B 木質構造における水平構面のせん断変形と質量の変位

本論で示す評価法の特長の一つに、水平構面の回転およびせん断変形に伴う慣性力分布の変動を考慮することが挙げられる。ただしこの現象は、水平構面内に分布した質量が、床のせん断変形に追従して変位することを前提としている。

木質構造の水平構面の例として、構造用合板あるいは杉板を釘打ちした床や、最上層にあっては切妻屋根が挙げられる。これらの水平構面のせん断挙動は、面材を接合する釘の変形、根太や垂木の転びなどが変形の主成分であり、面材自体のせん断変形成分は少ない²⁰⁾。しかし、図 B1 のように水平構面内に多くの面材が並べられた状態を考えれば、個々の面材間に相対ずれが生じ、面材の集合体として見ると、一枚の床面にせん断変形が生じたかのような挙動として捉えられる。したがって、建物内の各部に存在する個々の質量の変位は、水平構面が平行四辺形にせん断変形すると仮定して求めた場合の質量の変位に等しいと考えられ、図 7 のようにして慣性力を算出したことが妥当であると言える。

付録 C 本論で考慮した壁量

建築基準法の壁量計算で定められた重い建物の必要壁量は、平屋で 0.15 m/m²、2 階建ての 1 階で 0.33 m/m² であり、一方、品確法の壁量計算で定められた重い建物の必要壁量は、2 階建ての 1 階で 0.46 m/m² である。本論 4.1 節の検討(表 2)で考慮した 3 種の壁量 $\alpha_x = 0.15, 0.3, 0.45$ m/m² は、ここに述べた値を基に設定した。

付録 D $\beta/\omega_\theta = 0$ のときの固有値

$\beta/\omega_\theta = 0$ のときの実固有方程式は、式(29)における $\det(-\omega^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}) = 0$ から次のように得られる。

$$\begin{aligned} & \left\{ (1-a^2)\Omega^3 - \left[(1-a^2) + 2(\omega_\theta^2/\omega_x^2)(1-\alpha\cos 2\psi_x) \right] \Omega^2 \right. \\ & \quad \left. + \left[-2(1-\alpha)\bar{e}_y^2 + 2(\omega_\theta^2/\omega_x^2)(1-\alpha\cos 2\psi_x) + (\omega_\theta^4/\omega_x^4)(1-\cos^2 2\psi_x) \right] \Omega \right. \\ & \quad \left. + \bar{e}_y^2 \left[2(\omega_\theta^2/\omega_x^2)(1-\cos 2\psi_x) - (\omega_\theta^4/\omega_x^4)(1-\cos^2 2\psi_x) \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad (D1)$$

$$\Omega = (\omega/\omega_x)^2 \quad (D2)$$

式(D1)の $\bar{e}_y, \omega/\omega_x, \cos 2\psi_x, a$ を、 a, b, c を用いて書き直せば、

$$\begin{aligned} & \Omega^3 - (4+3b)\Omega^2 + 3[4b - (1-2a)^2 + 1]\Omega + 9b[(1-2a)^2 - 1] \\ & = [\Omega^2 - 4\Omega + 12a(1-a)](\Omega - 3b) = 0 \end{aligned} \quad (D3)$$

よって、 $\Omega = (\omega/\omega_x)^2$ が次のように得られる。

$$\Omega = 2 \left[1 \mp \sqrt{1-3a(1-a)} \right], \quad 3b \quad (D4)$$

式(D4)より、1 次モードの固有値は、 $\Omega = 2[1 - \sqrt{1-3a(1-a)}]$ 、あるいは $3b$ で与えられる。 $0 \leq a \leq 0.5$ では $0 \leq 2[1 - \sqrt{1-3a(1-a)}] \leq 1$ のため、本論のように $b \geq 1/3$ では必ず $\Omega = 2[1 - \sqrt{1-3a(1-a)}]$ が 1 次となり、 $(\omega_1/\omega_x)^2$ が a のみに支配される。同様に、他の固有値 $2[1 + \sqrt{1-3a(1-a)}]$ 、 $3b$ も、それぞれ a と b のみに支配され、 x 方向の壁と y 方向の壁が同一のモードで働かないことを表している。

(a) 面材型 (せん断変形卓越)

$$K_{fx} = Q_x / \gamma_x \quad (x \text{ 方向の面内せん断剛性})$$

$$M_x = Q_x L_y = K_{fx} L_y \gamma_x \quad (M_x = Q_x L_y)$$

$$\therefore GV = K_{fx} L_y$$

$$K_{fy} = Q_y / \gamma_y \quad (y \text{ 方向の面内せん断剛性})$$

とすれば、適合条件から、

$$GV = K_{fx} L_y = K_{fy} L_x$$

となる必要がある。

(b) 火打ち型 (曲げ変形卓越)

図 A1 水平構面のせん断挙動に関する仮定

図 B1 水平構面のせん断挙動の例 (切妻屋根の場合)

付録 E 非剛床モデルと等価剛床モデルの関係

4.3 節では、非剛床モデルと等価剛床モデルの 1 次固有円振動数 ω_1 が等しいという条件を設けた。このときの両モデルにおけるモード形や刺激係数の関係を示しておく。

1 次モードの固有方程式は次式となる。

$$(-\omega_1^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}) \boldsymbol{\phi}_1 = \mathbf{0} \quad (E1)$$

式(E1)の第 1 行に関する展開式から、1 次固有ベクトルの並進成分に対する回転成分+床せん断変形成分の比と刺激係数 β_1 が、以下のように求まる。

$$\frac{\phi_{21} + \phi_{31}}{\phi_{11}} = \frac{1 - \omega_1^2 / \omega_x^2}{\bar{e}_y}, \quad \beta_1 = \frac{\phi_{11}}{\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2 + \phi_{31}^2 + 2\alpha\phi_{21}\phi_{31}} \quad (E2a,b)$$

また、等価剛床モデルの固有方程式は、式(E1)の $\mathbf{m}, \mathbf{k}$ に式(8a)、(8c)を代入することで得られ、固有ベクトルを $\bar{\boldsymbol{\phi}}_1 = \{\bar{\phi}_{11}, \bar{\phi}_{21}\}^T$ 、刺激係数を $\bar{\beta}_1$ とすれば、

$$\frac{\bar{\phi}_{21}}{\bar{\phi}_{11}} = \frac{1 - \omega_1^2 / \omega_x^2}{\bar{e}_y}, \quad \bar{\beta}_1 = \frac{\phi_{11}}{\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2} \quad (E3a,b)$$

式(E2a)、(E3a)より、等価剛床モデルの $\bar{\phi}_{21}/\bar{\phi}_{11}$ は、非剛床モデルの $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ に等しくなり、両モデルにおける x 方向の壁の変形モードは相似となる。また、式(E2b)、(E3b)から分かるように $\alpha = 1$ のときのみ、両モデルの刺激係数も等しくなる。

(2010年10月10日原稿受理, 2011年2月18日採用決定)