

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	建築物のさらなる超高層化に向けた等価質点モデル化手法（その1）：曲げせん断モデル作成に関する既往手法の考察と新たな手法の提案
Title(English)	EQUIVALENT MASS-SPRING MODELING METHOD FOR SUPER TALL BUILDINGS OF INCREASING HEIGHT (PART 1) : Overview of past and proposed methods for bending shear model
著者(和文)	笠井和彦, 渡井一樹, 前田周作, 佐藤大樹, 鈴木庸介
Authors(English)	Kazuhiko Kasai, Kazuki Watai, Shusaku Maeda, Daiki Sato, Yosuke Suzuki
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 85, No. 772, pp. 791-801
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 85, No. 772, pp. 791-801
発行日 / Pub. date	2020, 6
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

建築物のさらなる超高層化に向けた等価質点モデル化手法(その1):
曲げせん断モデル作成に関する既往手法の考察と新たな手法の提案EQUIVALENT MASS-SPRING MODELING METHOD
FOR SUPER-TALL BUILDINGS OF INCREASING HEIGHT (PART 1):
OVERVIEW OF PAST AND PROPOSED METHODS FOR BENDING-SHEAR MODEL笠井和彦^{*1}, 渡井一樹^{*2}, 前田周作^{*3}, 佐藤大樹^{*4}, 鈴木庸介^{*3}Kazuhiko KASAI, Kazuki WATAI, Shusaku MAEDA,
Daiki SATO and Yosuke SUZUKI

This paper proposes a new modeling method for an equivalent mass-spring model, the so-called “bending-shear model” that can accurately reproduce the dynamic characteristics of the super-tall building. The bending stiffness and shear stiffness are calculated such that the 1st mode frequency and vector as well as the 2nd mode frequency of the bending-shear model match with those of the member-to-member model. Instead of typical static lateral load, pure bending moment is applied to the member-to-member model to estimate and calibrate bending stiffness for the use in the bending-shear model. The seismic responses of the bending-shear model agree well with those of the member-to-member model.

Keywords : Super tall building, Equivalent mass-spring system, Bending-shear model, Vibration period, Mode vector, Higher mode

超高層建築物, 等価質点系, 曲げせん断モデル, 固有周期, モード変位, 高次モード

1. はじめに

1.1 背景

建築物のさらなる超高層化とともに、簡易モデルを用いた振動解析手法の高度化が求められている。建築物の梁・柱・壁などを個々に模擬する部材構成モデルによる解析は不可欠であるが、データが膨大となり、設計初期で様々な案を検討するには時間がかかり過ぎる。設計の初期段階では、層のせん断力、変形角、加速度、塑性率など、層単位の情報で十分であるため、各層の部材を集約して僅かな要素で表す簡易モデルが有用である。

その代表的なものは、各層を質点で模擬して棒でつなぐ等価質点モデルである。同モデルは架構の変形モードを表すため、棒にせん断変形のみ生じさせる「せん断モデル」と、加えて曲げ変形も生じさせる「曲げせん断モデル」に大別できる。これらのモデルは、作成法と精度に関する文献¹⁻⁴⁾が少ない一方、実務で様々に使用されている。基本的なラーメン構造のほか、コア構造やアウトリガー構造⁵⁾など、超高層建築に多い架構形式を包含する簡易で精確なモデル作成法が望まれるが、以下に現状を要約する。

1.2 曲げせん断モデル

等価質点モデルは、一般的には部材構成モデルに水平力を入力した静的解析から得る層間変形に基づき作成される。せん断モデルの場合、部材構成モデルの層間変形をせん断変形とみなし、層せん断

力をそれで除してせん断剛性を直接求める。一方、曲げせん断モデルの場合、部材構成モデルの層間変形から曲げ変形を引いたものをせん断変形として求め、その後せん断剛性を求めるところが異なる。曲げ変形は、部材構成モデルの全ての柱の軸力・軸変形に基づき評価するという、武藤ら^{1,2)}の方法がよく用いられ、指針など⁶⁾にも言及されている。ただし、これらのモデルは静的解析に基づき、部材構成モデルの各モード動的特性を必ずしも正確に再現するようには作成されていない。

また、これらが構造ソフトに各部材特性を入力して得る部材構成モデルの解析結果を利用するのと対比し、コンピュータ解析を前提としない高島ら^{7,8)}の方法もある。各部材の反曲点位置の仮定などにより近似した部材構成モデルを更に簡易モデルに変換しており、誤差の要因を把握し難く、また、様々な部材や接合部など多くの異種要素の定式化により算定が煩雑になる。実在建築物の振動計測に基づく曲げせん断モデル作成法^{9,10)}もあるが、設計には使用できない。

なお、せん断変形を生じる棒と曲げ変形を生じる棒を並列につなぐモデルが Miranda^{11,12)}により提案された。それらは、部材構成モデルの振動特性の近似を目的とするが、剛性の具体的な算定法が提示されておらず、せん断剛性と曲げ剛性の比が建物高さ方向で一定という仮定により精度が限られる。Lu¹³⁾は、この手法を世界で2番目に高い上海タワーに適用し、その近似精度を述べるとともに、超高

^{*1} 東京工業大学未来産業技術研究所 特任教授・Ph.D.
^{*2} 東京工業大学未来産業技術研究所 特任助教・博士(工学)
^{*3} 竹中工務店先進構造エンジニアリング本部 修士(工学)
^{*4} 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)

Specially Appointed Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.
Specially Appointed Assist. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Advanced Structural Engineering Dept., Takenaka Corporation, M.Eng.
Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

層建築物の高次モードまでの再現の重要性を論じている。

1.3 本論文の目的と構成

上述のごとく、超高層建築物の部材構成モデルのように、詳細な解析モデルの動的特性を正確に再現する簡易モデルは未だ提案されていない。本論文の目的は、建築基準法の定める高さ 60m 以上の超高層建築物から、さらなる超高層化を見据えた 400m 級の超高層建築物にも適用可能な簡易モデルとして、動的特性を正確に再現できる新たな曲げせん断モデル化手法を提案することである。提案手法は、部材構成モデルの各部材の力・変形を個々には考慮せずに全体応答として得られる水平変位のみで曲げ剛性を算出でき、建築物の動的特性を高次モードまで正確に再現できる。本論文では、手法の基盤を築くためにラーメン構造への言及に留まるが、続報では本手法を適用してセンターコア構造やアウトリガー構造を有する架構にも適用範囲を拡張する。

2 章では、等価質点系のモデル化手法として一般的に用いられている骨組の水平載荷解析結果に基づく既往手法と、骨組の固有値解析結果に基づく新たな手法の概要を述べる。3 章では、提案手法による曲げせん断モデル作成方法の手順と検討対象モデルを紹介する。4 章では、提案手法による曲げ剛性の算出精度と曲げ剛性の補正がモデル化精度に与える影響を考察する。最後に、提案手法により作成した曲げせん断モデルのモデル化精度を示すために、5 章では固有値解析結果、6 章では地震応答解析結果を部材構成モデルの解析結果と比較する。

2. 等価質点モデル化に関する既往手法と提案手法の概要

2.1 骨組の水平載荷解析結果を再現する等価質点モデル

建築物の部材構成モデル（以下、M モデル：Member-to-member model）に対し、Ai 分布などに基づく水平載荷解析により、 i 層の水平変位 u_i 、層間変形 $\Delta u_i = u_i - u_{i-1}$ ($i = 1 \sim n$) が与えられており、既往の等価質点モデルは、それらを正確に再現するよう作成される。

a. 既往せん断モデル (S モデル)

既往せん断モデル（以下、S モデル：Shear model）は建築物の曲げ剛性は無限大と考えて、せん断変形のみが生じると仮定する。水平載荷解析から得た M モデルの層間変形は全てせん断成分 Δu_{si} と仮定し、S モデルのせん断剛性 K_{si} を次式から得る。

$$\Delta u_i = \Delta u_{si}, \quad K_{si} = Q_i / \Delta u_i \quad (1a,b)$$

曲げ変形の少ない中低層建築物では S モデルの精度は良好である。

b. 既往曲げせん断モデル (B モデル)

既往曲げせん断モデル（以下、B モデル：Bending-shear model）は、高層建築物に対しよく用いられる。図 1 のように、B モデルは M モデルの層間変形 Δu_i を曲げ・せん断変形成分 $\Delta u_{bi}, \Delta u_{si}$ で表す。

$$\Delta u_i = \Delta u_{bi} + \Delta u_{si} \quad (2)$$

両成分のうち Δu_{bi} を評価した後に Δu_{si} を求める。 Δu_{bi} の評価に関する武藤ら^{2,3)}の周知の手法を述べる。M モデルの各層において水平載荷解析結果から得る各柱の軸変形歪エネルギーの総和と全ての柱軸変形に平面保持を仮定した場合の歪エネルギーが等しいという条件から、 i 層の等価増分回転角 $\Delta \theta_{ei}$ 、 i 層内で一定と理想化した等価曲げ剛性 EL_{ei} を求める（式(3a,b)）。

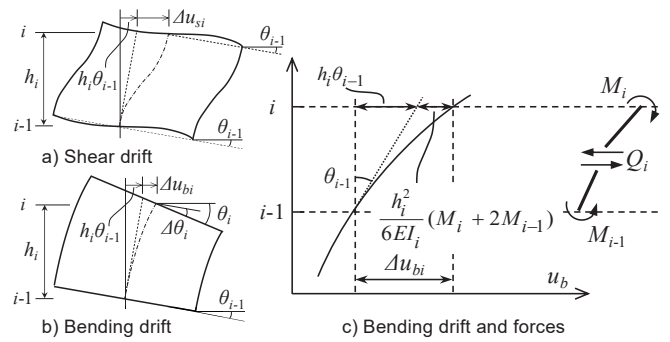


Fig.1 Two types of story drifts at i -th story level

$$\Delta \theta_{ei} = \frac{\sum_{j=1}^{s_i} (N_{ij} \Delta v_{ij})}{\sum_{j=1}^{s_i} (N_{ij} l_{ij})} \quad (3a)$$

$$EL_{ei} = h_i^2 (M_i + M_{i-1}) / 2 \Delta \theta_{ei} \quad (3b)$$

ここに、 s_i = i 層内の柱数、 l_{ij} = 中立軸から部材 j までの水平距離、 h_i = 層高、 M_{i-1} = i 層基部に生じる転倒モーメントであり、本論では層モーメントと称する ($M_n = 0$)。式(3b)から得た EL_{ei} と梁理論（付録 A）に基づき、次式で Δu_{bi} を算出する（図 1b,c）。

$$\Delta u_{bi} = \frac{h_i^2}{6EL_{ei}} (M_i + 2M_{i-1}) + h_i \sum_{k=1}^{i-1} \Delta \theta_{ek} \quad (4)$$

よってせん断変形 Δu_{si} が式(2)から得られ、せん断剛性 K_{si} は

$$K_{si} = Q_i / \Delta u_{si} \quad (5)$$

と求められ、 EL_{ei} と K_{si} をもつ B モデルが構築できる。

以上は、式(3a)の歪エネルギー等価に基づく曲げ変形成分の近似であり、必ずしも曲げ・せん断変形成分の正解を保証しない（後述）。また、全ての柱の軸力・変形を用いるため、高層の建築物ほど計算が煩雑になる。さらにブレース、コア、アウトリガー構造などへの式(3a)の拡張を示す文献はなく、B モデルの適用範囲は限られる。

2.2 骨組の固有値解析結果を再現する等価質点モデル

提案する等価質点モデルは、 n_{tot} の自由度をもつ n 層の M モデルの 1 次モード円振動数 ω_1 と、各層から抽出された水平 1 方向モード成分からなる新たな n 自由度ベクトル ϕ_1 を忠実に再現する。つまり前節の S, B モデルとはパラメーター値の設定法が異なり、「S⁽¹⁾、B⁽¹⁾モデル」と呼ぶ。なお、M モデルの 1 次モードとは、水平 1 方向の刺激係数が最も大きいモードである。

等価質点系の質量マトリクス $\mathbf{M}$ は、M モデルの水平方向の質量 m_i からなる対角項のみをもち、剛性マトリクス $\mathbf{K}$ は次式を満たす。

$$\mathbf{K} \phi_1 = \omega_1^2 \mathbf{M} \phi_1 \quad (6)$$

ここに S⁽¹⁾モデルでは、M モデルの 1 次モード変形をせん断変形とみなし、せん断剛性のみで $\mathbf{K}$ を構成する。一方、B⁽¹⁾モデルでは、M モデルの 1 次モード変形を曲げ・せん断変形の和とみなし、まず曲げ変形を後述の純曲げ解析で抽出した曲げ剛性から評価し、残りをせん断変形とする。よってせん断剛性・曲げ剛性で $\mathbf{K}$ を構成する。

式(6)右辺を 1 次モード水平力 $\mathbf{F}^{(1)}$ と定義し、 i 層の値 $F_i^{(1)}$ から M モデルの層せん断力 $Q_i^{(1)}$ 、層モーメント $M_{i-1}^{(1)}$ を求めておく。

$$Q_i^{(1)} = \sum_{k=1}^n F_k^{(1)} = \omega_1^2 \sum_{k=1}^n (m_k \phi_{k1}), \quad M_{i-1}^{(1)} = \sum_{k=1}^n (Q_k^{(1)} h_k) \quad (7a,b)$$

ここに、 $\phi_{i1}=i$ 層の 1 次モード変位である。また、以後は 1 次モード層間変形 $\Delta\phi_{i1}=\phi_{i1}-\phi_{i-1,1}$ に言及する。

a. 新たなせん断モデル (S⁽¹⁾モデル)

S⁽¹⁾モデルは、次式のせん断剛性 K_{si} ($i=1\sim n$) からなる。

$$\Delta\phi_{i1} = \Delta\phi_{si1}, \quad K_{si} = Q_i^{(1)} / \Delta\phi_{i1} \quad (8a,b)$$

ここに $\Delta\phi_{si1}=1$ 次モード層間変形のせん断成分である。

式(6)から、式(8b)の K_{si} をもつ S⁽¹⁾モデルの ω_1 と ϕ_1 は、M モデルの ω_1 と上述の抽出された ϕ_1 に一致することが分かる。なお、全層で $K_{si} > 0$ となるためには $Q_i^{(1)}$ と $\Delta\phi_{i1}$ が同符号となる必要があり、セットバックされた塔屋などは式(8b)の範囲外となることもある。

b. 新たな曲げせん断モデル (B⁽¹⁾モデル)

既往手法 (2.1 節 b) は、M モデルの曲げ剛性の評価に際し図 2a のように層モーメント・層せん断力を同時に与えた。これより柱には軸力に加え局部的な曲げも生じ、また、一般に柱、梁、パネルなど様々な要素の軸、曲げ、せん断変形が全体変形を構成するため、その中で柱の軸変形のみで M モデル全体の曲げ変形を評価する既往手法の精度は限られると思われる。別法の検討や、そもそも 1 本の曲げせん断棒がどれほど M モデル全体の曲げ変形を再現できるかという、等価質点モデルの原点に戻った検討も必要と考えられる。

そこで図 2b のように、M モデル頂部に曲げモーメント M_0 を与える「純曲げ解析」で層せん断力ゼロによる曲げ成分のみの変位 u_{bi} を求め、それを再現する B⁽¹⁾モデルの曲げ剛性 EL_i をまず算出する。また、その後に層せん断力の影響を加味して EL_i 値を補正する。

従来の等価質点モデルと同様に EL_i は i 層内では一定とするため、純曲げでは B⁽¹⁾モデルの曲率 p_i も一定となる。よって図 1c の層間変形 Δu_{bi} は、 i 層基部の回転角 θ_{i-1} による剛体変位 $h_i \theta_{i-1}$ と、一定曲率 p_i の 2 重積分値 $p_i h_i^2/2$ の和であるため、

$$p_i = 2(\Delta u_{bi} - h_i \theta_{i-1}) / h_i^2, \quad \theta_i = \theta_{i-1} + h_i p_i \quad (9a,b)$$

ここに $\Delta u_{bi} = u_{bi} - u_{b,i-1}$, $u_{b0} = \theta_0 = 0$ とする。式(9)は、付録 A の梁曲げの 2 階微分方程式で、 $M_{i-1} = M_i = M_0 = p_i EL_i$ とし、 $(i-1)$ 点での変位、回転角の連続条件を満たして得る厳密解と一致する。以上より、

$$EL_i = M_0 / p_i \quad (10)$$

となり、与えられた M_0, u_{bi} から B⁽¹⁾モデルの EL_i が得られる。

なお、厳密解 p_i (式(9)) は後述する梁理論の精度限界を示すために用い (4.2 節)、B⁽¹⁾モデルの実際の作成には、より安定する近似解 (式(16), 3.1 節) を用いる。その方法、前述の EL_i の補正、また M_0 の与え方は 3 章で要約し、4 章で詳細に検証する。

曲げ剛性 EL_i を得た後のせん断剛性の求め方を定式化しておく。

B⁽¹⁾モデルの曲げ・せん断変形 $\Delta\phi_{bi1}, \Delta\phi_{si1}$ の和が M モデルの 1 次

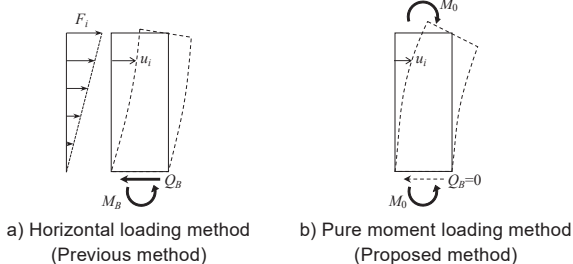


Fig.2 Conceptual diagram of static analysis

モード層間変形 $\Delta\phi_{i1}$ に一致することを拘束条件とする。つまり、

$$\Delta\phi_{i1} = \Delta\phi_{bi1} + \Delta\phi_{si1} \quad (11)$$

1 次モード層モーメント $M_i^{(1)}, M_{i-1}^{(1)}$ (式(7b)) に対し、B⁽¹⁾モデルの層回転角増分 $\Delta\theta_{i1}$ 、層間変形の曲げ成分 $\Delta\phi_{bi1}$ を得る (付録 A)。

$$\Delta\theta_{i1} = \frac{h_i}{2EI_i} (M_i^{(1)} + M_{i-1}^{(1)})$$

$$\Delta\phi_{bi1} = \frac{h_i^2}{6EI_i} (M_i^{(1)} + 2M_{i-1}^{(1)}) + h_i \sum_{k=1}^{i-1} \Delta\theta_{k1} \quad (12a,b)$$

よってせん断成分 $\Delta\phi_{si1}$ が式(11)から得られ、せん断剛性 K_{si} は

$$K_{si} = Q_i^{(1)} / \Delta\phi_{si1} \quad (13)$$

と求められ、 EL_i と K_{si} をもつ B⁽¹⁾モデルが構築できる。

式(11)で B⁽¹⁾モデルの 1 次モード動的特性を M モデルに常に一致させながら、 EL_i の補正と式(12), (13)による K_{si} の更新で 2 次モードもほぼ一致させることが (3.1 節)、本手法の重要な特長である。

2.3 本手法と数学的縮約法との違い

式(6), (7)で定義した 1 次モード水平力を用いた曲げせん断 (B⁽¹⁾) モデル化手法と、M モデルの数学的に厳密な縮約方法の違いを示す。多くの自由度をもつ M モデルの水平方向の質量マトリクスを $\mathbf{M}_h$ 、水平剛性マトリクスを $\mathbf{K}_{hh}$ 、その他の残余マトリクスを $\mathbf{M}_r, \mathbf{K}_{rr}, \mathbf{K}_{hr}, \mathbf{K}_{rh}$ とし、水平方向以外の残余モードベクトルを ϕ_r とすれば、M モデルの 1 次モードに対する固有値問題は次式で表せる。

$$\left\{ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{hh} & \mathbf{K}_{hr} \\ \mathbf{K}_{rh} & \mathbf{K}_{rr} \end{bmatrix} - \omega_1^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_h & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_r \end{bmatrix} \right\} \begin{bmatrix} \phi_{h1} \\ \phi_{r1} \end{bmatrix} = \{ \mathbf{0} \} \quad (14)$$

ここで鉛直・回転方向の質量は、特殊な場合を除き、水平運動に通常殆ど影響しないため (付録 B)、 $\mathbf{M}_r = \mathbf{0}$ として $\mathbf{M}_h$ のみを考慮し、式(14)の 2 行目を用いて 1 行目を書き換えれば次式を得る。

$$\omega_1^2 \mathbf{M}_h \phi_{h1} = [\mathbf{K}_{hh} - \mathbf{K}_{hr} \mathbf{K}_{rr}^{-1} \mathbf{K}_{rh}] \phi_{h1} \quad (15)$$

式(15)の左辺は 1 次モード水平力、 ϕ_{h1} =水平方向の 1 次モードベクトルであり、右辺の括弧内は縮約から得られる密な剛性マトリクスである。この M モデルの式(15)に対し、B⁽¹⁾モデルは各層 1 本の曲げせん断棒の比較的疎な剛性マトリクスを代用して上記と同じ水平力と変位、ひいては 1 次モードの ω_1 と ϕ_{h1} を厳密に再現するよう構築される。ただし、剛性マトリクスが異なるため、他のモードに対して誤差を生じ得るが、その最小化を後述する。

3. 提案手法の手順と例題建物の概要

3.1 新たな曲げせん断モデル化手法の手順

2.2 節で S⁽¹⁾, B⁽¹⁾モデルを定義した。S⁽¹⁾モデルは 1 次モードを厳密に再現できるが曲げ剛性を無限大とするため、高次モードの再現性に乏しい。よって B⁽¹⁾モデルのみ考慮して、以下に作成手順を示す。

まず、通常の実務で行う M モデルの固有値解析から、1 次モードの円振動数 ω_1 、各層水平変位ベクトル ϕ_1 およびその要素 ϕ_{i1} から、層間成分 $\Delta\phi_{i1} = \phi_{i1} - \phi_{i-1,1}$ 、 $Q_i^{(1)}$ 、 $M_{i-1}^{(1)}$ を求めておく (式(7))。

以下の手順 1 ~ 2 は M モデルの純曲げ载荷に基づき、手順 3 ~ 5 は B⁽¹⁾モデルの固有値解析を含む収斂計算である。

1) 純曲げモーメント M_0 を M モデル頂部に载荷して水平変位 u_{bi} を

得る。水平載荷解析時の加力方向に直交する構面で1層柱軸力の総和が最大・最小となる構面を選び、 M_0 をその構面の全ての柱の頂部に等しい鉛直力として載荷する(図3)。ラーメン構造の場合、最外縁の柱に相当する(4.1節)。

- 2) 純曲げによる層間変形 $\Delta u_{bi} = u_{bi} - u_{b,i-1}$ から(2.2節)、式(9a)に代わり以下の数値微分により曲率 p_i を得る(4.2節)。

$$p_i = \left\{ \Delta u_{bi} - \left(h_i / h_{i-1} \right) \Delta u_{b,i-1} \right\} / h_i^2 \quad (16)$$

ここに、 $h_i = i$ 層の層高であり、 $u_{b0} = 0, u_{b,-1} = u_{b1}, h_0 = h_1$ とする。

- 3) 得られた曲率 p_i と補正係数 α を用いて $B^{(1)}$ モデルに必要な曲げ剛性 EL_i を得る(4.4節)。ただし、手順2の直後は $\alpha = 1.0$ とする。

$$EL_i = \alpha M_0 / p_i \quad (17)$$

- 4) 1次モード層モーメント $M_i^{(1)}$ 、 $M_{i-1}^{(1)}$ と式(12)から $B^{(1)}$ モデルの層間変形の曲げ成分 $\Delta \phi_{bi}$ 、式(11)からせん断成分 $\Delta \phi_{si}$ 、1次モード層せん断力 $Q_i^{(1)}$ と式(13)からせん断剛性 K_{si} を得る。
- 5) EL_i 、 K_{si} および M モデルと同じ水平方向質量を用いて $B^{(1)}$ モデルを作成し、その固有値解析を行う。1次モードの M モデルとの合致を確認し、2次モード固有周期が M モデルと合うまで α を減らし、手順3～5を繰り返す。この過程で負の K_{si} を得た場合、 $K_{si} > 0$ を保持する α を下限値として用いる(4.4節)。

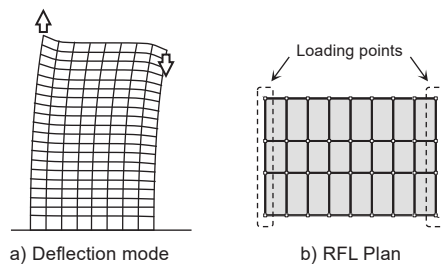


Fig.3 Loading method for pure moment

3.2 例題建物の概要

上記手順の具体的な説明や精度実証のために、本論文では80m高さ(20層)、400m高さ(80層)の例題建物を用いる。図4に平面・立面形状、アスペクト比、1次固有周期、その建物高さとの比を示す。X方向構面を対象とし、部材は弾性とする。80mモデルは文献6に記載されている20層のテマストラクチャー(トリムタイプ)である。400mモデルは、現状では日本国内でまだ実現されない高さを想定し、本研究用に表1に示す部材断面で試設計したものである。なお400mモデルは、続報で述べるセンターコア構造とアウトリガー構造を想定して海外の超高層建築群を参考に設計したものから、提案手法の基盤を築くために両構造と耐震間柱を取り除いて検討用に簡略化したモデルである。また、ラーメン構造とした場合にも長期荷重に対して許容耐力を満たすことを確認してある。

4. 純曲げ載荷による曲げ剛性の算出

4.1 水平載荷解析時の柱軸力分布との比較

本節では、部材構成(M)モデルの水平載荷時の柱軸力分布を概ね再現するような純曲げ載荷方法を検討する。載荷方法は、Mモデルの、1) 最外縁の柱のみ、2) X方向中央構面の両隣の柱のみ、3) 全ての柱(三角形分布)とする。図5に純曲げ載荷解析と水平載荷解

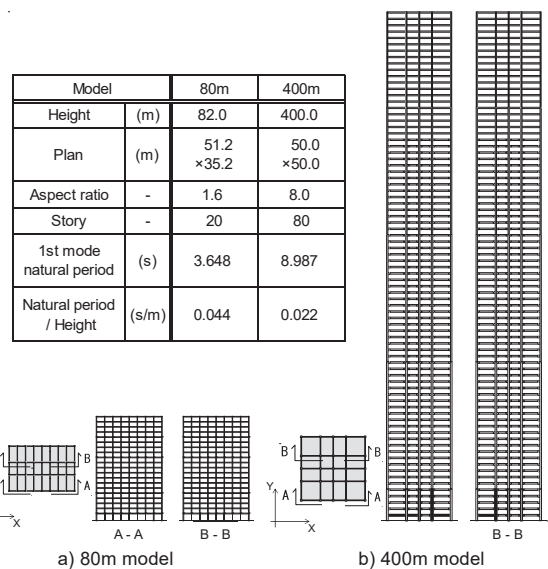


Fig.4 Building plans and elevations

Table1 Cross section of members (400m model)

Story	Column
66~80F	B□-800×800×40 (SN490)
46~65F	B□-950×950×60 (SA440)
26~45F	B□-1100×1100×60 (SA440), CFT: Fc60
6~25F	B□-1300×1300×80 (SA440), CFT: Fc60
1~5F	B□-1400×1400×80 (SA440), CFT: Fc100
Story	Beam
62~RF	BH-1000×500×19×45 (SM520)
42~61F	BH-1200×600×24×50 (SM520) BH-1000×600×24×50 (SM520)
22~41F	BH-1300×700×24×50 (SM520) BH-1150×700×24×50 (SM520)
2~21F	BH-1400×700×24×50 (SM520) BH-1150×700×24×50 (SM520)

析それぞれから得たY方向2番目のX方向構面における各柱の軸力を、各層の最大値で基準化した柱軸力分布を示す。80mモデルの場合1, 10, 15層、400mモデルの場合1, 40, 70層を対象とする。

80mモデルの場合、純曲げ載荷では頂部に作用させた鉛直力分布が下層での柱軸力分布として同様に現れており、載荷方法1が、水平載荷時のシェアラグの影響により最外縁で柱軸力が卓越する傾向を全層で精度よく再現できている。

400mモデルの場合、純曲げ載荷の上層では80mモデルと同様に

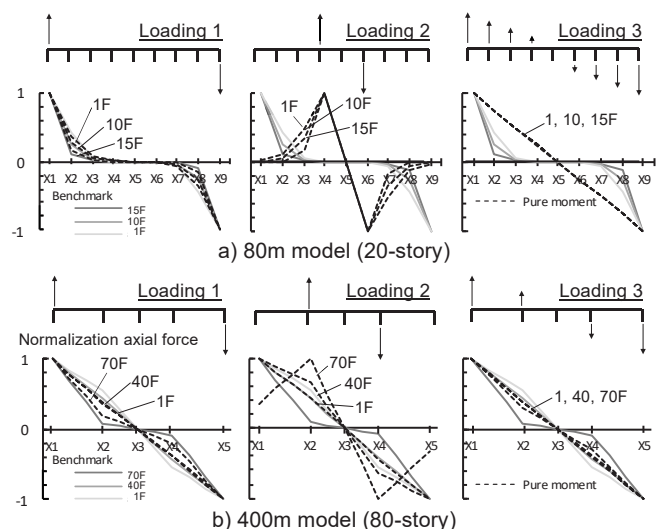


Fig.5 Comparison of axial forces under pure moment loading
Top moment applied to; 1) Outmost columns, 2) Interior columns next to the center, and 3) All columns with triangular distribution.

頂部に作用させた鉛直力分布が柱軸力分布として同様に現れており、下層では三角形分布に近くなる。その中でも載荷方法1が、水平載荷時の上層でシアラグの影響により最外縁で柱軸力が卓越する傾向、および下層で三角形分布に近くなる傾向を概ね再現できている。

また、基準化した軸力分布形状が他の構面でも同様であることも確認しており、以上よりラーメン構造の様々な柱軸力分布を近似的に再現できる載荷方法1を3.1節の手順1で提案している。すなわち、純曲げ載荷は水平載荷解析時の曲げ変形に起因する柱軸変形を概ね再現するように、鉛直力載荷構面を決定している。

4.2 梁理論による近似の限界と解決法

純曲げ載荷で部材構成(M)モデルの変位に曲げせん断(B⁽¹⁾)モデルを一致させる過程では、せん断変形ゼロとなるため曲げ変形の再現性のみに着目した検証ができる。B⁽¹⁾モデルの曲げ剛性 EI_i は i 層内で一定であるため、純曲げではB⁽¹⁾モデル層内の曲率 p_i が一定、変形 u_{bi} が $(i-1)$ 層からの高さの2次関数になる(図6a)。

図6aに p_i と p_{i-1} の大小関係、その符号によるB⁽¹⁾モデルの様々な変形モードを示す。厳密解(式(9))から得る θ_{i-1} に基づき、 i 層で破線と白丸で示す剛体変位がまず生じる。Mモデル変位を示す黒丸が白丸の右にあれば、B⁽¹⁾モデルで再現すべき曲率 $p_i > 0$ となり、逆に左にあれば $p_i < 0, EI_i < 0$ (式(10))という不合理なモデルになる。

よって各層でB⁽¹⁾モデルの曲げ変形をMモデルのそれに合わせることは p_i, θ_{i-1} 値の選択により可能であるが、それらの値が大きく変化する可能性がある。 p_i は式(9a)右辺の θ_{i-1} に依存し、 θ_{i-1} は式(9b)から $(i-2)$ 層以下の梁モデルの全ての回転角と曲率に依存するため、上層ほどモデル誤差の累積が予想され、それに p_i, θ_{i-1} 値が影響される。

また、Mモデルの梁や柱が i 層で切り替わり層間変形 Δu_{bi} がやや大きく変化するとき、式(9a)によりB⁽¹⁾モデルの p_i にも変化が見られた。曲率が層内で一定という限られた自由度のため、図6aの白丸と黒丸の距離 $p_i h_i^2/2$ そして p_i がやや敏感に変化し、 p_i が過小評価されたとき式(9b)から θ_i が過小評価され、次に式(9a)から p_{i+1} が過大評価されるというように繰り返されていた。このように剛体回転成分に含まれる誤差を曲率で矯正するために曲率が乱れ、さらに上方の層で再び部材が切り替わると、下方からの誤差の累積もあり乱れがより激しく、図6bのように回転角にも影響する事が分かった。

以上から、図7の80m, 400m高さのモデルの比較では、曲率の乱れは後者で著しく、 p_i 値は頻繁に負になっている。一方、図示しないが、B⁽¹⁾モデルの p_i 値の2重積分値である変位は、当然ながらMモデルの変位と完全に一致している。つまり、この p_i 値で $EI_i = M_0/p_i$ (式(10))を設定した場合、B⁽¹⁾モデルはMモデルの純曲げ変位を厳密に再現できるが、層ごとに著しく変わり負にもなり得る EI_i 値は、物理的に妥当なモデル値とは言えない。

また、以上は層内一定の EI_i 値を考慮する従来からの曲げせん断モデルに共通であると考えられる。つまり、Mモデルの基本的な純曲げ変形でさえも、曲げせん断モデルで厳密に再現する場合に EI_i 値が不適切な値となり得る。既往の曲げせん断モデルには厳密性がないため、逆にこの問題が生じない。

これらを踏まえ、B⁽¹⁾モデルの p_i 値を均して安定させるため、例えば変位時刻歴データの2階微分から安定した加速度評価値を得るような微分フィルターを適用した。3.1節の手順2では、式(9a)の代わり、付録Dに示す2階微分フィルターの式(16)を用いている。この

数値微分は後退差分を用い、最下層では微分方程式の解と等しい曲率 $p_1 = 2u_1/h_1^2$ を得ることができ、上層部の精度に大きく影響する下層部の曲率や回転角の精度は、他の差分と比べ高い。また、式(9a)による曲率の乱れは、当該層の下全ての層の梁モデルの評価値が影響したが(式(9b))、式(16)では、下層の梁モデルの評価値ではなくMモデルの変位のみ用い、また、剛体回転の効果もあり通常 $\Delta u_{bi} > (h_i/h_{i-1}) \Delta u_{b,i-1}$ であるため、安定して正の曲率が算出される。

図7から、この近似解による曲率は、微分方程式の解の平均をとるように高さ方向に滑らかな分布を示し、かつ全層で正の値となっている。また、その2重積分から求めた層間変形が、Mモデルと一致することも確認できる。

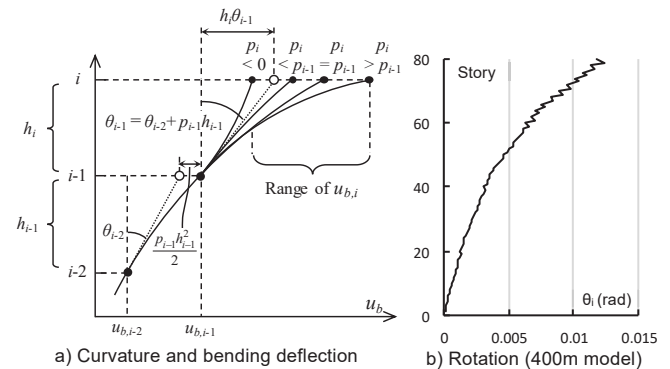


Fig.6 Variation of rotation angle under pure moment loading

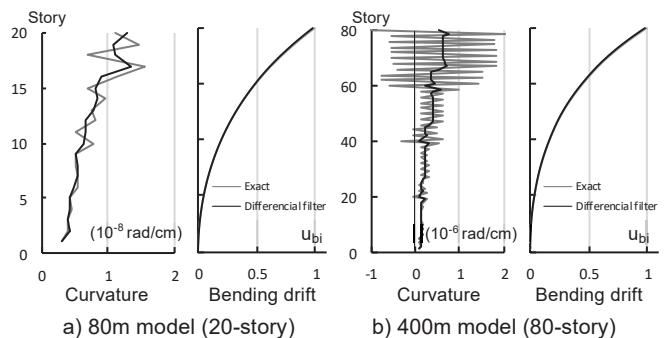


Fig.7 Validation of approximate curvature under pure moment loading

4.3 純曲げによる評価の有効性

前節では、純曲げを受けるMモデルの変形が、B⁽¹⁾モデルで正確に再現できることを示した。ここでは、水平せん断力を伴う載荷を考え、純曲げと異なり層モーメントが高さ方向に変化する時の有効性を考察する。

式(7a)に基づく1次モード水平力をMモデルに与え、全ての柱軸力のみから算出した曲げモーメントを $M_{ci}^{(1)}$ とし、式(7b)から得る層モーメントを $M_{i-1}^{(1)}$ とする。これらの比 $M_{ci}^{(1)}/M_{i-1}^{(1)}$ を図8に示す。

$M_{i-1}^{(1)}$ はせん断力により柱頭・柱脚に生じる局所的な曲げモーメントと $M_{ci}^{(1)}$ の和であるため $M_{ci}^{(1)}/M_{i-1}^{(1)} < 1.0$ であり、上層で相対的に小さい。つまり上層では、せん断力により生じる局所的な曲げモーメントが比較的大きいため、柱の軸力だけでは層モーメントの影響を完全には再現できないと言える。これにより、頂部モーメントにより主に柱軸力のみ発生させて求めた曲げ剛性は、B⁽¹⁾モデルの曲げ変形をやや少なめに評価すると思われる。

また、2次, 3次モードの外力分布は高さ方向に正負の値をもつため、せん断力の影響は層モーメントに比べ大きく、よって上記の傾

向が大きくなると考えられる。さらに 4.2 節で述べたように梁モデルの限られた自由度の観点からも、曲げ変形の過小評価が予想される。以上から、本手法では純曲げ変形と異なる振動モードの再現をするために曲げ剛性を補正している。

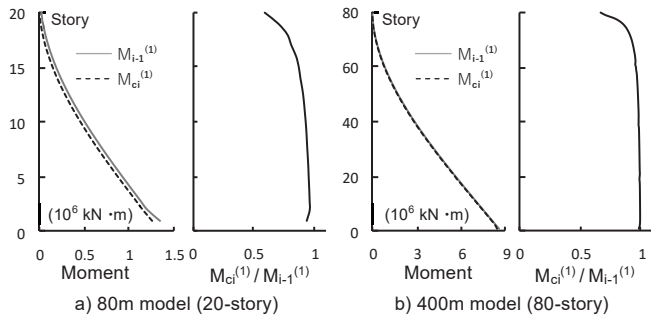


Fig.8 Overturning moment resisted by column axial force under horizontal loading

4.4 曲げ剛性補正がもたらす重要な意義

作成手順 5 (3.1 節) では、 $B^{(1)}$ モデルの 1 次モードの円振動数、ベクトル ω_1, ϕ_{i1} を M モデルのそれらに合致させながら、 ω_2 も合うよう ELI の補正係数 $\alpha (<1)$ を求めており、400m モデル (図 4) で $\alpha = 0.766$ を得た。この補正の物理的な意義を $\alpha = 1.0$ と比べて述べる。

図 9 は、M モデルの j 次モード水平力 $F_i^{(j)} = \omega_j^2 m_i \phi_{ij}$ (式(6), (7)参照) を $B^{(1)}$ モデルに与えたときの層間変形 $\Delta \phi_{ij}$ 、せん断・曲げ成分 $\Delta \phi_{sij}, \Delta \phi_{bij}$ の分担を示す ($j=1 \sim 3$)。 $\Delta \phi_{bi1}$ は分担率が上層ほど増え、曲げ剛性の少ない $\alpha = 0.766$ の方で高い。一方、 $\Delta \phi_{bi2}, \Delta \phi_{bi3}$ は高さ方向に増減し、最上階での分担率は小さい。また、 $\alpha = 0.766$ の方で高次モードの層間変形の符号が反転する層が下がっている。

次に、作成手順 4 (3.1 節) で求めた $B^{(1)}$ モデルの αELI 値は変えずに、 ω_2, ϕ_{i2} および ω_3, ϕ_{i3} を M モデルのそれらに合致させるせん断剛性 $K_{si}^{(2)}, K_{si}^{(3)}$ を求めてみる。つまり $j=2, 3$ について上述の M モデル水平力 $F_i^{(j)}$ から $Q_i^{(j)}, M_{i-1}^{(j)}$ を求め (式(7)参照)、 $K_{si}^{(j)}$ を算出する (式(13)参照)。図 10 に結果を示す。幾つかの層で $K_{si}^{(j)}$ が急変するのは、式(13)と同様に用いた分母 $\Delta \phi_{sij}$ の符号が反転したためである。図 10 で $\alpha = 0.766$ のとき $K_{si}^{(j)} \approx K_{si}$ となった。すなわち $B^{(1)}$ モデルの $\alpha ELI, K_{si}$ 値は、M モデルの ω_1, ϕ_{i1} と ω_2 に合致させるよう設定されているが、その結果 ϕ_{i2} と ω_3, ϕ_{i3} の再現精度も良好であった。

以上より、多くの要素からなる M モデルの 1~3 次モードの動的特性を、格段に少ない自由度の $B^{(1)}$ モデルで再現できた。また、このように各モードの曲げ、せん断変形の寄与を評価できる $B^{(1)}$ モデルは、超高層建築物の評価・分析に有用であると言える。

なお、永野ら⁴⁾が言及するようにアスペクト比の大きな建物モデル上層では負のせん断剛性が算出されることもあるが、本検討では 400m モデル (アスペクト比 8.0) に対しても負のせん断剛性は算出されていない。しかし、続報で論じるセンターコア構造やアウトリガー構造を有する場合には、補正係数 α を下げ過ぎると負のせん断剛性が算出されることを確認している。補正係数の詳細な設定法は続報で論じるが、M モデルの剛性マトリクスを簡単な曲げせん断モデルの剛性マトリクスで近似するため (2.3 節)、この問題が一般に起こり得る。一方、現段階で本手法はそれが起こり難く、高次モードまで高い精度が得られており、曲げ・せん断剛性の算出精度は極めて高いと言える。

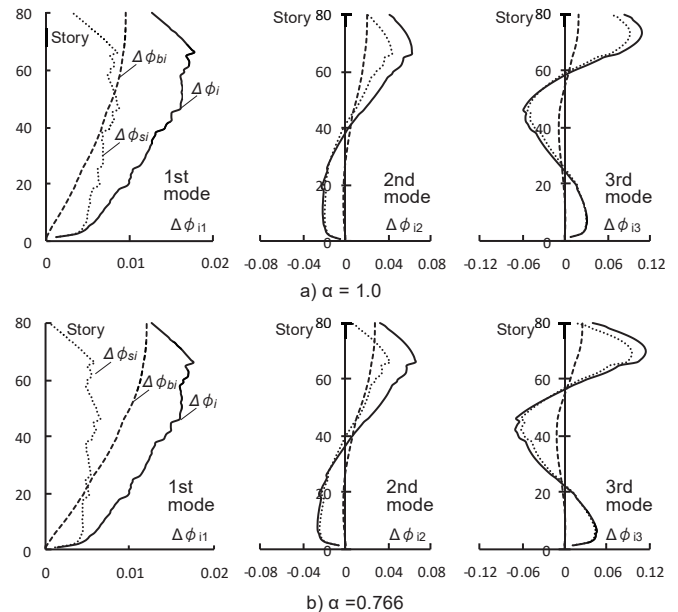


Fig.9 Decomposition into shear and bending drifts (400m model)

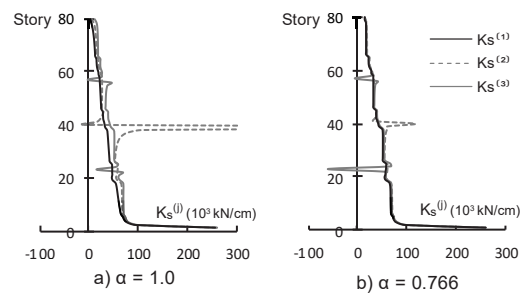


Fig.10 Required shear stiffness for 1st to 3rd modes (400m model)

5. 動的特性のモデル化精度検証

5.1 固有周期と刺激関数の比較

等価質点モデルの動的特性を M モデルと比べる。S, B, $B^{(1)}$ モデルを対象とし、 $B^{(1)}$ モデル曲げ剛性の補正係数は手順 5 より 80m, 400m モデルでそれぞれ $\alpha = 0.790, 0.766$ である。80m モデルの自由度は、M モデルで $n_{tot} = 980$ 、S, B, $B^{(1)}$ モデルで順に $n = 20, 40, 40$ であり、400m モデルの場合は M モデルで $n_{tot} = 6865$ 、S, B, $B^{(1)}$ モデルで $n = 80, 160, 160$ である。つまり等価質点モデルの自由度は M モデルの 1%~4% であり、大幅に縮小されている。表 2, 3 に 80m, 400m モデルそれぞれの S, B, $B^{(1)}$ モデルの固有周期と M モデルに対する相対誤差を示す ($\pm 3.0\%$ 以上の場合、セルを灰色とした)。図 11, 12 に、刺激係数 β_j (付録 B、式(A4)) とモード変位 ϕ_{ij} から得た刺激関数 $\beta_j \phi_{ij}$ 、層間成分 $\beta_j \Delta \phi_{ij}$ を示す。

a. 80m モデル

80m モデルの場合、S, B, $B^{(1)}$ モデルの 1 次モード固有周期は M モデルに一致している。また、 $B^{(1)}$ モデルでは 2 次モード固有周期も M モデルに一致し、高次モードに対する固有周期の誤差は最も小さい。S, B モデルの高次モードの固有周期は次数が大きくなるほど誤差が大きくなる傾向があり、3 次モードにおける相対誤差は S モデルで 4.8%、B モデルで 1.7% である。付録 B で示すように、1~3 次モードの有効質量比の総和は 0.94 と大きいことから、1~3 次モードを再現できれば十分なモデル化精度が得られる。

Table2 Comparison of vibration periods (80m model)

mode	M model	S model	B model	B ⁽¹⁾ model
	(s)	(s)	(s)	(s)
1	3.648	3.649 (+0.0%)	3.649 (+0.0%)	3.648 (+0.0%)
2	1.357	1.391 (+2.5%)	1.365 (+0.6%)	1.357 (+0.0%)
3	0.811	0.845 (+4.8%)	0.825 (+1.7%)	0.817 (+0.8%)
4	0.576	0.614 (+6.5%)	0.595 (+3.2%)	0.589 (+2.2%)
5	0.436	0.475 (+9.1%)	0.459 (+5.4%)	0.455 (+4.3%)

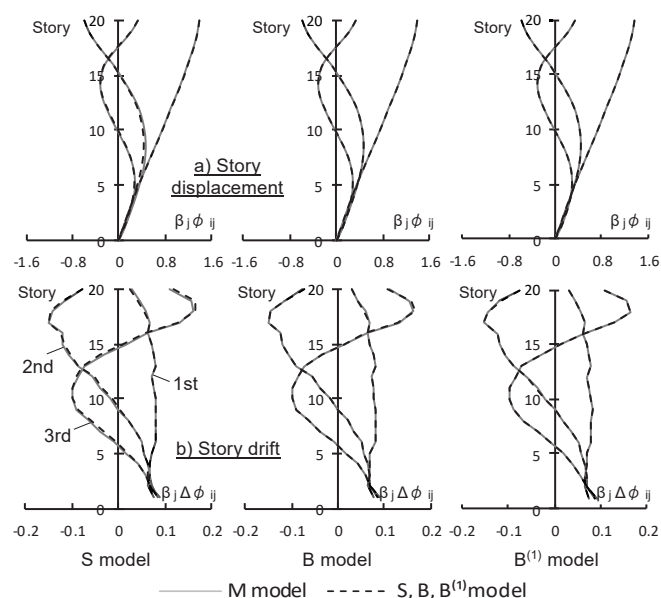
Note: ■ = error exceeding $\pm 3.0\%$ 

Fig.11 Participation vector of 80m model

刺激関数に関しては、B、B⁽¹⁾モデルがMモデルとほぼ一致しており、高いモデル化精度が得られている。Sモデルはモード変位で評価した場合にはMモデルと良い対応を示すように見えるが、モード層間変形で評価した場合には3次モードの上層において10%程度の差が生じている。

b. 400m モデル

400mモデルの場合、B⁽¹⁾モデルでは1,2次モードの固有周期がMモデルに一致し、3,4,5次モードにおける相対誤差はそれぞれ+0.4%、+1.0%、+1.3%と最も小さく、高次モードに対し優れたモデル化精度が得られている。S、Bモデルの1次モードの固有周期はMモデルに対しそれぞれ-6.0%、-6.8%の相対誤差が生じ、また、Sモデルの3次モードにおける相対誤差は+40.4%と大きい。また、Bモデルの3次モードは相対誤差が0.3%と小さいが、その他のモードにおける相対誤差は大きい。

刺激関数についても、B⁽¹⁾モデルは1~3次モードに対してMモデルとほぼ一致しており、曲げが卓越する超高層建築物（図9b）に対しても高いモデル化精度を有している。一方、Sモデルは1~3次モードでMモデルと大きな差を生じている。BモデルはMモデルと良い対応を示すように見えるが、1次、2次モードの最上層付近では約10%の誤差を生じている。後述するように、このわずかな誤差が固有周期の精度や地震動に対する応答に大きな影響を与える。

5.2 既往手法の誤差に関する考察

400mモデルを既往の等価質点モデル（S、Bモデル）に置換した際

Table3 Comparison of vibration periods (400m model)

mode	M model	S model	B model	B ⁽¹⁾ model
	(s)	(s)	(s)	(s)
1	8.987	8.448 (-6.0%)	8.371 (-6.8%)	8.987 (+0.0%)
2	2.961	3.614 (+22.1%)	2.886 (-2.6%)	2.961 (+0.0%)
3	1.605	2.253 (+40.4%)	1.610 (+0.3%)	1.612 (+0.4%)
4	1.099	1.616 (+47.0%)	1.118 (+1.7%)	1.110 (+1.0%)
5	0.831	1.284 (+54.5%)	0.854 (+2.7%)	0.842 (+1.3%)

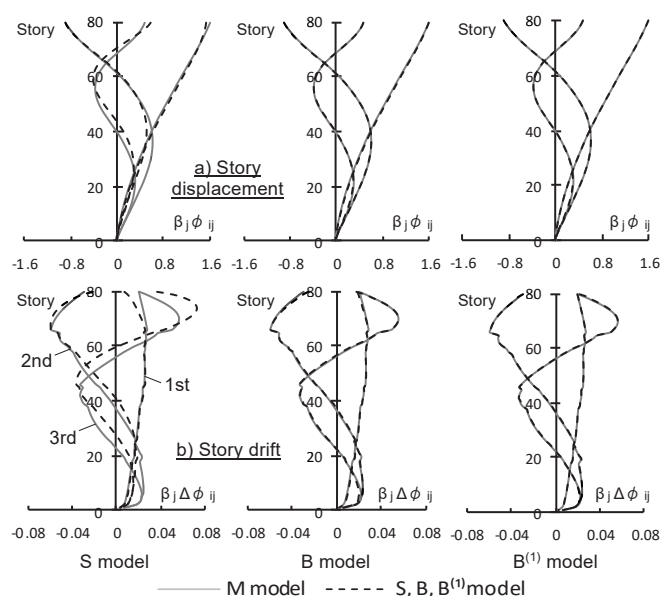
Note: ■ = error exceeding $\pm 3.0\%$ 

Fig.12 Participation vector of 400m model

に、1次モードの固有周期がMモデルと誤差を生じた原因を考察する。既往手法では一般に、A_i分布荷重に従う外力分布で水平載荷解析を行う。A_i分布は静的解析によるせん断力分布が様々なモード成分を含む動的解析結果を近似できるように、建物モデルの重量分布と1次モードの固有周期を近似的に用いたものである¹⁴⁾。

本論で考慮する1次モード水平力と、A_i分布に基づく水平力の分布は異なり、これらによる層間変形分布も同様に異なる。このとき、Mモデルが極めて大きな曲げ剛性を持つ純せん断系であれば、外力分布によらず算出される各層のせん断剛性は一定となる。つまり、既往手法は曲げ変形が卓越しない建物モデルであれば、外力分布によらず置換した等価質点系の1次モードの固有周期はMモデルに一致する。高さ150mほどまでの建物モデルであれば上記の傾向が得られることを確認している¹⁵⁾。

既往手法では、建物モデルが高層化して曲げ変形の影響が大きくなると、外力分布の違いにより層モーメントの分布も異なるため、算出されるせん断剛性にも差が生じる。また、A_i分布荷重は1次モード水平力のように、Mモデルの1次モードの固有周期を再現する保証は得られないことから、特に高層の建築物を等価質点系に置換して動的特性を再現するためには、外力分布として1次モード水平力を用いるのが望ましい（付録C）。なお、1次モード水平力を用いて水平載荷解析を行い、既往手法と同様に等価質点系を作成することも可能だが、既に得られている固有値を用いて解析を行わずにモデルが作成できるため、提案手法の方がより簡便である。

6. 地震応答のモデル化精度検証

6.1 地震応答の比較

本章では、400mモデルを対象にM、B、 $B^{(1)}$ モデルの地震応答に対するモデル化精度を検証する。入力地震動はBCJ-L2波とし、主架構の減衰は $h_1 = h_2 = 0.02$ のレーリー減衰を与える。図13には地震応答スペクトル($h=0.02$)とB、 $B^{(1)}$ モデルの1次モードおよびMモデルの1～3次モードの固有周期を重ねて示す。

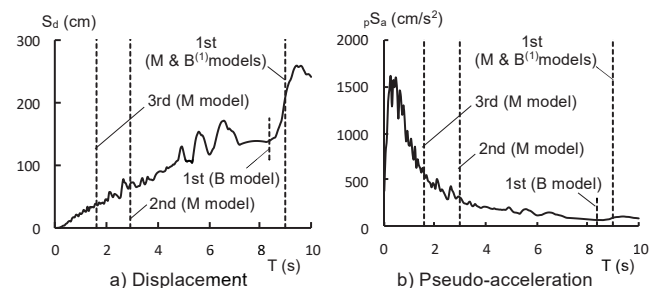


Fig.13 Response spectrum for BCJ-L2 ($h=0.02$)

図14には400mモデルにBCJ-L2波を入力したときの絶対加速度、相対変位、層間変形角、層せん断力の最大応答値を示す。また、図15に80, 40層の絶対加速度時刻歴、図16に相対変位時刻歴、図17に層間変形角時刻歴を示す。図中のシンボルは、▼、▽、▽の順にM、B、 $B^{(1)}$ モデルの最大応答値発生時刻を表す。

図14は、 $B^{(1)}$ モデルが全ての最大応答値でMモデルと一致する高い精度を示している。一方、Bモデルの加速度分布は高さ方向の変化が大きく、これは表3で示した4, 5次固有周期、および刺激関数の誤差によるものと思われる。また、Bモデルの相対変位と層間変形角がMモデルよりも小さいが、これは図13aのように1次固有周期の誤差とスペクトル値の急激な変化に起因する。超高層建築物の場合、変位応答に対する1次モードの寄与率は高いため、わずかな周期のズレでも地震動に対する応答値は大きな差を生じる。

また、図15～17の時刻歴でも、 $B^{(1)}$ モデルはMモデルの応答とほぼ一致し、最大応答の発生時刻も正確に再現できている。特に、加速度や層間変形角は高次モード応答による短周期成分が多く含まれるが、 $B^{(1)}$ モデルは表3、図12のように高次モードまでの再現精度が高いため良好な結果となっている。なお、図13bから加速度応答スペクトルは短周期成分ほど大きくなるため、加速度応答の再現には高次モードの固有周期、刺激関数の精度も必要である。前述のごとくBモデルの精度が不十分であり、図15の時刻歴波形では最大応答値の発生時刻がMモデルと異なり、40秒以降で位相のズレが顕著になっている。

紙面の都合上本節では1例のみを示したが、その他の地震動に対しても $B^{(1)}$ モデルがMモデルと良い対応を示すことを確認している。

6.2 一般化変位の比較

複雑な挙動を示すMモデルに対し、その動的特性を再現することの重要性を確認するために、有効高さにおける1～3次モードの一般化変位を算出する。図18には前節で示したBCJ-L2波に対する相対変位時刻歴を笠井・元結らの方法¹⁰⁾を用いて1～3次モードの応答に分解した一般化変位を示す。 $B^{(1)}$ モデルは1, 2次モードの動的特性がMモデルと一致していたことから一般化変位もMモデルと完全に一致しており、3次モードでもほぼ一致している。Bモデルは表3で示したように1, 2次モードの固有周期に差が生じていたことから

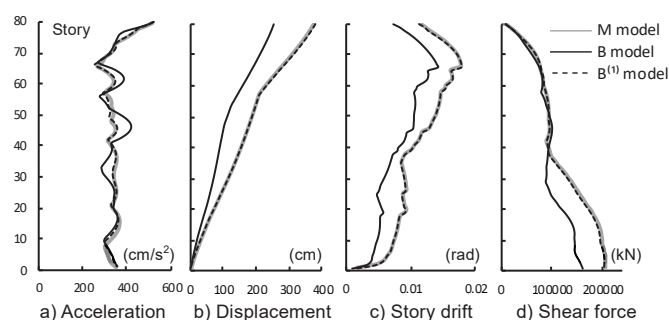


Fig.14 Maximum responses for BCJ-L2 (400m model)

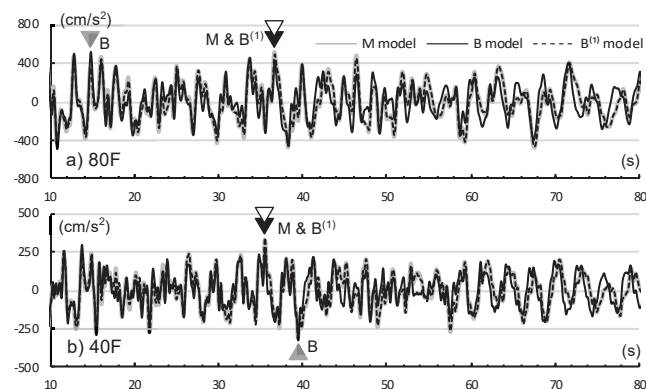


Fig.15 Acceleration time histories for BCJ-L2 (400m model)

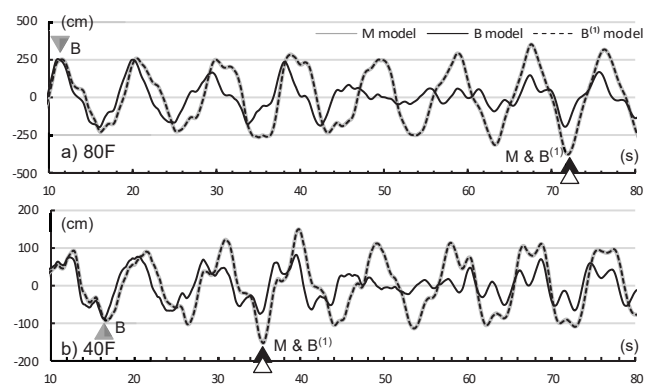


Fig.16 Displacement time histories for BCJ-L2 (400m model)

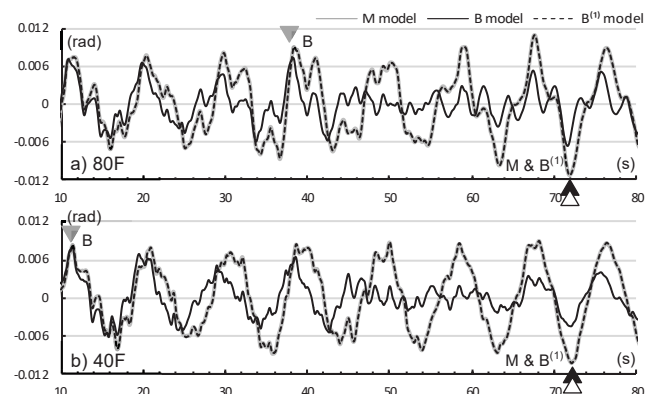


Fig.17 Story drift time histories for BCJ-L2 (400m model)

一般化変位においても振幅、位相共に大きな差が生じている。これが、図16, 17に示した相対変位と層間変形角の時刻歴波形に顕著な位相のズレが生じた要因である。各モデルには $h_1 = h_2 = 0.02$ のレーリー減衰を与えており、3次モードの固有周期はモデルごとの差が小さいため減衰定数 h_3 もM、B、 $B^{(1)}$ モデルでほぼ一致する。つまり、

図 18 に示す一般化変位の差は固有周期の差に起因したものだと思われる。なお、1～3 次モードの有効質量比の総和は 0.88 と全体応答に占める割合は大きい、本論で考慮した 400m モデルの場合は少なくとも 5 次モードまでの精度が加速度応答の評価に必要と思われる。また、わずかなズレでも変位、層間変形、層せん断力が大きく変動することから、1 次モードの再現精度は重要である。

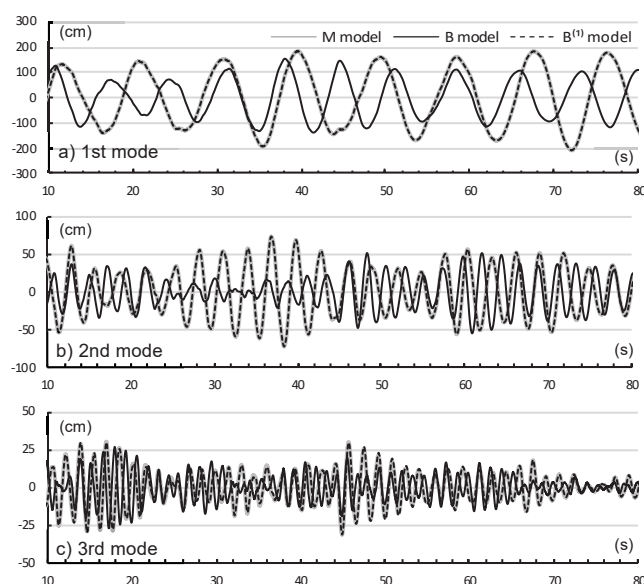


Fig.18 Time history of modal displacement for BCJ-L2 (400m model)

7. まとめ

一般的な等価質点系のモデル化手法について整理し、建物モデルの動的特性を正確に再現できる新たな曲げせん断モデル化手法を提案した。本手法が建築基準法の定める高さ 60m 以上の超高層建築物から、さらなる超高層化を見据えた 400m 級の超高層建築物にも適用可能なことを示した。以下に要約する。

- (1) 部材構成モデルの固有値解析結果から得られた 1 次モードの円振動数とモードベクトルを用いて構築する等価質点モデルは、部材構成モデルの動的特性を忠実に再現することができる。
- (2) 部材構成モデルの純曲げ載荷解析により、既往手法のように各部材の力・変形を個々には考慮せず、全体応答として得られる水平変位のみを用いて等価質点モデルの曲げ剛性を算出できる。
- (3) 各層内で曲げ剛性一定とした従来の梁モデルの理論により部材構成モデルの全体変形を厳密に模擬する場合、基本的な純曲げの再現にも限界があることが判明したが、本手法は少なくとも変位を厳密に再現し、回転角、曲率を良好に近似できる。
- (4) 純曲げ解析から得た曲げ剛性を、作成した曲げせん断モデルの 2 次モードの固有周期が部材構成モデルと一致するように補正すれば、少なくとも 1～3 次モードの再現に共通に用いることができる曲げ剛性、せん断剛性が得られる。
- (5) 提案手法により作成した曲げせん断モデルは、簡易な手法でありながら部材構成モデルの応答を高次モードまで含めて正確に再現できる。

本論文では、提案手法の精度検証はラーメン構造に対する検討にとどまっているが、曲げ剛性は各部材応力の状態を個々には考慮せずに全体応答として得られる水平変位のみを用いて算出できること

から、適用範囲は建物モデルの架構形式に依存しないことが特長である。センターコア構造やアウトリガー構造を有する架構形式に対する提案手法の適用方法と精度検証はその 2 で報告する予定であり、制振構造を有する建物モデルへの適用や、部材の塑性化まで考慮したモデル化方法については続報として報告する予定である。

謝辞

本研究は東京工業大学と竹中工務店との共同研究であり、一部は JST 産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラムによるものです。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) K. Muto, M. Nagata, H. Ueno, H. Kanayama, M. Hanajima: Earthquake response analysis system of highrise building: "FAPP-FASP" system, The 1st Electronic Computer Symposium, pp.205-210, 1979.3
武藤清, 長田正至, 金山弘雄, 上野弘道, 花島実: 高層ビルの耐震解析一貫システム" FAPP-FASP", 第 1 回電子計算機利用シンポジウム, pp.205-210, 1979.3
- 2) Yutaka Osawa, Tadao Minami, Yutaka Matsushima, Masayuki Nagata: *Kenchikugakutaikei38 Kozo no Douteiki Kaiseiki*, SHOKOKUSHA Publishing Co., pp.222-224, 1981.10
大澤胖, 南忠夫, 松島豊, 長田正至: 新建築学大系 38 構造の動的解析, 彰国社, pp.222-224, 1981.10
- 3) Motomi Takahashi, Eiji Fukuzawa, Yutaka Isozaki: Earthquake response analysis of highrise R/C building in consideration of varying axial force on columns using equivalent vibration model, Journal of Structural Engineering, Vol.39B, pp.147-154, 1993.3
高橋元美, 福澤栄治, 磯崎浩: 高層 RC 造骨組の柱の軸力変動を考慮した等価曲げせん断モデルによる地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.39B, pp.147-154, 1993.3
- 4) Masakazu MURATA, Masayuki NAGANO, Yutaka HINOURA, Takashi KITAHORI, Takehiko TANUMA, Satoshi ODA: Statistical analysis of bending deformation components of vibration analysis models and construction of generic bending shear multi-mass models for super high-rise RC buildings, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.26, No.59, pp.91-96, 2019.2
村田将一, 永野正行, 日野浦雄高, 北堀隆司, 田沼毅彦, 小田聡: 超高層 RC 造建物を対象とした振動解析モデルにおける曲げ変形成分の統計的分析と汎用多質点曲げせん断モデルの構築, 日本建築学会技術報告集, 第 25 巻, 第 59 号, pp.91-96, 2019.2
- 5) M.Nicoreac, J.C.D.Hoenderkamp: Periods of vibration of braced frames with outriggers, Steel Structures and Bridges 2012, Procedia Engineering, Vol.40, pp.298-303, 2012
- 6) The Japan Society of Seismic isolation: Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings (3rd Edition), pp.131-152, 2013.1
日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 3 版, pp.131-152, 2013.1
- 7) Hideo Takabatake: A simplified analysis of double symmetric tube structures by the finite difference method, The Structural Design of Tall Buildings, Vol.5(2), pp.111-128, 1996
- 8) Hideo Takabatake, Tetsuya Satoh: A simplified analysis and vibration control to super-high-rise buildings, The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol.15(4), pp.363-390, 2006
- 9) Yoshiki IKEDA, Hiroya HANAFUSA: Direct identification of stiffness for flexural-shear building model based on earthquake observation, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.705, pp.1601-1611, 2014.11
池田芳樹, 花房広哉: 地震観測に基づく曲げせん断モデル型建物モデルの剛性の直接同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 705 号, pp.1601-1611, 2014.11
- 10) Minami SHIRONO, Kohei FUJITA, Izuru TAKEWAKI: Stiffness

identification of building with unknown vibration source using bending-shear model and ARX model, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.716, pp.1559-1567, 2015.10

城野みなみ, 藤田皓平, 竹脇出: 曲げせん断型モデルと ARX モデルを用いた強制加振による建物システムの同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 716 号, pp.1559-1567, 2015.10

- 11) Eduardo Miranda, M.ASCE; and Shahram Taghavi; Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. I: Formulation, Journal of Structural Engineering, Volume 131, Issue 2, pp.203-211, 2005.2
- 12) Shahram Taghavi and Eduardo Miranda, M.ASCE; Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. II: Applications, Journal of Structural Engineering, Volume 131, Issue 2, pp.212-220, 2005.2
- 13) Xinzhen Lu, Linlin Xie, Cheng Yu, Xiao Lu; Development and application of a simplified model for the design of a super-tall mega-braced frame-core tube building, Engineering Structure, Volume 110, pp.116-126, 2013.3
- 14) Yuji Ishiyama: *Ai bunpu no tanjou to sono keii*, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp.183-184, 1992.7
石山祐二: Ai 分布の誕生とその経緯, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造I, pp.183-184, 1992.7
- 15) Kazuhiko Kasai, Kazuki Watai, Daiki Sato, Shusaku Maeda, Yosuke Suzuki: New bending-shear modeling method for super tall buildings of increasing height part 1~4, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-II, 2019.7
笠井和彦, 渡井一樹, 佐藤大樹, 前田周作, 鈴木庸介: 建築物のさらなる高層化に向けた曲げせん断モデル化手法の提案 その 1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, 2019.7
- 16) Kazuhiko Kasai, Shojiro Motoyui, Yoji Ooki: A study on application of viscoelastic dampers to a space frame and response characteristics under horizontal ground motions, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.67, No.561, pp.125-135, 2002.11
笠井和彦, 元結正次郎, 大木洋司: 水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.125-135, 2002.11
- 17) Chikara Miyaji: A Method to Calculate the Acceleration Using Second Order Differential Filter, Bulletin of Health & Sports Sciences, Univ. of Tsukuba 8: 37-46, 1985.
宮地力: 2 階微分フィルターによる加速度の算出法, 筑波大学体育科学系紀要, 第 8 号, pp. 37-46, 1985

付録 A: 層モーメントを受ける梁材の曲げ変形

建物モデルを曲げ変形する棒と仮定し、層内で曲げ剛性 EL_i は一定で、 i 点から $(i-1)$ 点まで曲げモーメントが直線的に変化すると仮定する。梁の基本公式より、 i 層の曲げ水平変位 u_{bi} 、地表面からの高さ H と、層せん断力 Q_i 、層モーメント M_{i-1} の関係は次式で表される (図 1c)。

$$\frac{d^2 u_{bi}}{dH^2} = \frac{1}{EL_i} \left\{ M_i + Q_i (H_i - H) \right\} \quad (A1)$$

式(A1)を $(i-1)$ 層と i 層における変位と回転角の連続条件を用いて解き、層回転角の増分 (層間回転角) $\Delta\theta_i$ と層間変形 Δu_{bi} が次式から得られる。

$$\Delta\theta_i = \frac{h_i}{2EL_i} (M_i + M_{i-1}) \quad (A2)$$

$$\Delta u_{bi} = \frac{(M_i + M_{i-1})h_i^2}{4EL_i} + \frac{Q_i h_i^3}{12EL_i} + h_i \theta_{i-1} = \frac{(M_i + 2M_{i-1})h_i^2}{6EL_i} + h_i \sum_{k=1}^{i-1} \Delta\theta_k \quad (A3)$$

式(A3)中辺は、上下端モーメントの平均 $(M_i + M_{i-1})/2$ を純曲げとして与えた場合と、逆向きで等しい上下端モーメントを与えた場合の層間変形の和を表す。曲げ変形成分として武藤らは前者のみ示しており、この理由は後者が層間回転角を生じさせないためと考えられる。

付録 B: 部材構成モデルと等価質点系の有効質量比の比較

部材構成モデルと作成した等価質点系の有効質量比を比較する。ここで、 j

次モードの刺激係数 β_j を式(A4)、有効質量比 M_{rj} を式(A5)で定義する。

$$\beta_j = \phi_j^T M \mathbf{1} / \phi_j^T M \phi_j \quad (A4)$$

$$M_{rj} = \beta_j \phi_j^T M \beta_j \phi_j / \sum_{j=1}^n (\beta_j \phi_j^T M \beta_j \phi_j) \quad (A5)$$

提案手法は、部材構成モデルの水平方向の質量のみを取り出して対角化した質量マトリクス $\mathbf{M}$ を用いてモデル化されているが、付表 B1 に示すように、 $\mathbf{M}$ モデルと $\mathbf{B}^{(1)}$ モデルの有効質量比は一致している。また、400m モデルの $\mathbf{M}$ モデルに対して水平方向のみの質量を与えた場合に対する、水平・鉛直方向に質量を与えた場合の周期の相対誤差は 1~5 次モードで順に -0.1%, -0.4%, -0.2%, -0.2%, -0.2% であり、同様に刺激関数の最大値でも +0.3%, +0.2%, +0.1%, +0.1%, +0.1% と非常に小さいことから、鉛直方向の質量が建物モデルの動的特性に与える影響は小さいと言える。

Table B1 Effective mass ratio

a) 80m model					b) 400m model				
mode	M model	S model	B model	$\mathbf{B}^{(1)}$ model	mode	M model	S model	B model	$\mathbf{B}^{(1)}$ model
1	0.766	0.766	0.766	0.766	1	0.608	0.623	0.616	0.609
2	0.123	0.118	0.122	0.124	2	0.210	0.156	0.201	0.209
3	0.047	0.048	0.047	0.047	3	0.063	0.063	0.061	0.062
4	0.023	0.024	0.023	0.023	4	0.034	0.037	0.033	0.033
5	0.013	0.013	0.012	0.012	5	0.014	0.021	0.014	0.014

付録 C: 1 次モード水平力を用いたせん断モデルのモデル化精度

付図 C1 には 400m モデルを対象に $\mathbf{S}^{(1)}$ モデルを構築したときの刺激関数とその層間成分、BCJ-L2 波を入力したときの最大層間変形角を示す。 $\mathbf{S}^{(1)}$ モデルは $\mathbf{B}^{(1)}$ モデルと同じ外力を用いてモデル化しているが、高次モードの刺激関数の層間成分は上層で極めて大きな値となるだけでなく、3 次モードの固有周期は 70% の誤差が生じ、 $\mathbf{M}$ モデルと乖離した結果を示す。付図 C1b に示すように、全体応答に対する 1 次モードの寄与率が高い BCJ-L2 波に対しても層間変形角は上層で極めて大きくなる傾向を示す。この傾向は 150m の建物モデルでも確認していることから、1 次モード水平力を用いて等価質点系を作成する際には、曲げ変形を考慮してモデル化することが望ましい。

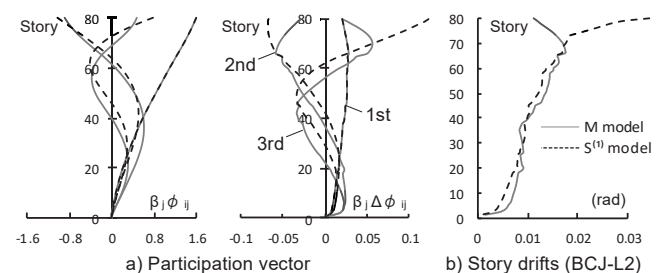


Fig.C1 Modeling accuracy of $\mathbf{S}^{(1)}$ model

付録 D: 微分フィルターによる曲率の算定

例えば変位時刻歴を 2 階微分して加速度時刻歴を求める演算では、変位の微妙なノイズの影響を敏感に受けて、結果が乱れることがよくある。ノイズを除去して演算を行う方法として知られる数値微分 (差分) フィルターを本論文で利用した。フィルターの特性は文献 17 で説明されている。

純曲げ載荷による $\mathbf{M}$ モデル i 層の変位 u_{bi} ($i=1 \sim n$) が与えられている。回転角 θ_i は変位の後退差分により、

$$\theta_i = (u_{bi} - u_{b,i-1}) / h_i, \quad \theta_{i-1} = (u_{b,i-1} - u_{b,i-2}) / h_{i-1} \quad (A6a,b)$$

ここに $h_i = i$ 層の層高である。さらに曲率 p_i は、

$$p_i = (\theta_i - \theta_{i-1}) / h_i = \{ (u_{bi} - u_{b,i-1}) - (h_i / h_{i-1}) (u_{b,i-1} - u_{b,i-2}) \} / h_i^2 \quad (A7)$$

これを層間変形で表すと、

$$p_i = \{ \Delta u_{bi} - (h_i / h_{i-1}) \Delta u_{b,i-1} \} / h_i^2, \quad \Delta u_{bi} = u_{bi} - u_{b,i-1} \quad (A8,b)$$

なお、最下端は固定端であることから、境界条件として $u_{b0} = 0, u_{b,-1} = u_{b1}, h_0 = h_1$ とする。

EQUIVALENT MASS-SPRING MODELING METHOD
FOR SUPER-TALL BUILDINGS OF INCREASING HEIGHT (PART 1) :
OVERVIEW OF PAST AND PROPOSED METHODS FOR BENDING-SHEAR MODEL

*Kazuhiko KASAI^{*1}, Kazuki WATAI^{*2}, Shusaku MAEDA^{*3},
Daiki SATO^{*4} and Yosuke SUZUKI^{*3}*

^{*1} Specially Appointed Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.

^{*2} Specially Appointed Assist. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*3} Advanced Structural Engineering Dept., Takenaka Corporation, M.Eng.

^{*4} Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

When a super tall building is designed, a member-to-member model is constructed to represent the assembly of columns and beams. The response history analysis using member-to-member model, however, is computationally expensive and produces excessive amount of data that are not necessary at the preliminary design stage. Therefore, an equivalent mass-spring model with a small number of elements and short analysis time is useful at the initial design stage. It promotes accurate and quick decision on the overall performance and economy of the super tall building at the critical stage where many different design options are explored. In addition to the shear deformation typically considered, bending deformation becomes large as building becomes taller, which must be simulated by the equivalent mass-spring model. In this paper, we propose a new modeling method for an equivalent mass-spring model, the so-called “bending-shear model” that can accurately reproduce the dynamic characteristics of the building by using the information obtained from the member-to-member model. The bending stiffness and shear stiffness are calculated so that the 1st mode frequency and vector as well as the 2nd mode frequency of the bending-shear model match with those of the member-to-member model. Instead of typical static lateral load, pure bending moment is applied to the member-to-member model, and bending stiffness is estimated and calibrated for the bending-shear-model. The displacement and acceleration responses of the bending-shear model agree well with those of the member-to-member model.

(2019年7月10日原稿受理, 2020年2月18日採用決定)