

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	観測記録に基づく超高層免震建物の建物特性と地形および周辺建物を考慮した風応答時刻歴解析
Title(English)	RESPONSE CHARACTERISTICS OF HIGH-RISE BASE-ISOLATED BUILDING BASED ON OBSERVATION RECORDS AND ANALYSIS OF TIME-HISTORY OF WIND RESPONSE CONSIDERING TERRAIN AND BUILDINGS
著者(和文)	中井亜里沙, 佐藤大樹, 普後良之, 田村哲郎
Authors(English)	Arisa Nakai, Daiki Sato, Yoshiyuki Fugo, Tetsuro Tamura
出典(和文)	第25回風工学シンポジウム論文集, Vol. 25, , pp. 367-372
Citation(English)	PROCEEDINGS OF THE 25th NATIONAL SYMPOSIUM ON WIND ENGINEERING, Vol. 25, , pp. 367-372
発行日 / Pub. date	2018, 12

観測記録に基づく超高層免震建物の建物特性と

地形および周辺建物を考慮した風応答時刻歴解析

RESPONSE CHARACTERISTICS OF HIGH-RISE BASE-ISOLATED BUILDING BASED ON OBSERVATION RECORDS AND ANALYSIS OF TIME-HISTORY OF WIND RESPONSE CONSIDERING TERRAIN AND BUILDINGS

中井亜里沙¹⁾ 佐藤大樹²⁾ 普後良之³⁾ 田村哲郎⁴⁾

Arisa NAKAI¹⁾, Daiki SATO²⁾, Yoshiyuki FUGO³⁾ and Tetsuro TAMURA²⁾

ABSTRACT

Despite the increasing number of base-isolated high-rise building in Japan, it is still difficult to determine the effect of the seismic isolation device due to the long natural period of the building erected and the fatigue damage of the seismic isolation damper caused by external wind force. Although there are several analysis reports that verify the effectiveness of seismic isolation structure, there are far fewer reports that are based on observation records. It is imperative for future design to grasp the actual behavior of built high-rise base-isolated building during earthquake and strong wind. In this paper, the researchers proposed a time-history response analysis model that can predict the actual building response using dynamic characteristics based on observation record of high-rise base-isolated building.

Key Words: High-rise seismic isolated building, Wind observation

1. はじめに

近年、超高層建物にも免震構造が採用される例が増えてきた。建物の高層化に伴い風力も増大するため、風荷重は地震荷重とともに重要な設計用外力となりつつあることから、設計段階の解析による検討が風応答特性を把握する上で不可欠である。これまでに、地震応答観測記録に基づき解析モデルの応答を評価した研究は数多く行われており、地震応答から建物の剛性や減衰を同定する手法は確立されている。しかし、長期的な風応答観測記録に基づく免震建物の動的挙動を分析した事例は少ない。理由として、風応答は地震応答と比較すると微小であるため殆ど重要視されないことや、風応答は多入力、多出力であり、建物に作用する風力を観測から得ることが出来ないことなどが挙げられる。そのため、数値的にモデル化した建物と実際の建物の風応答特性の整合性は未だ不明な点が多い。今後、超高層免震建物の需要は増え続けると考えられることから、このような建物の風応答時の実挙動を把握し、実際の応答を精度良く予測できる解析モデルを用いた検討を行うことは非常に重要である。

本論文では、超高層免震建物の観測記録から建物の動的特性を把握し、実際の応答を精度良く予測できる時刻歴応答解析モデルを構築する。

本報は文献 9), 10) に加筆・修正を加えたものである。

1) (株) 三井住友建設 (元東京工業大学大学院生) (〒104-0051 東京都中央区佃二丁目 1 番 6 号)

2), 4) 東京工業大学 准教授, 教授 (〒226-8503 横浜市緑区長津田町 4259)

3) (株) 風工学研究所 (〒101-0051 東京都千代田区神田神保町 3-29)

2. 建物および風応答観測概要

対象とする建物は、東京工業大学すずかけ台キャンパスに所在する J2 棟である。図 1 に、J2 棟の立面図を示す。J2 棟は、地上 20 階、塔屋 2 階であり、上部構造が高さ 83 m、搭状比 $H/\sqrt{BD}=3.1$ 、辺長比 3 の非常に扁平な形状の超高層免震建物である。図 2 に計測装置の設置位置を示す。図 2 に示すように、J2 棟では応答加速度は複数層（免震、2、7、14、20 階床）で、風向風速は建物頂部の北側で常時観測されている。風速は 3 秒ごとの平均風速で記録され、これを瞬間風速としている。また平均風速は 10 分間平均値とする。風向は正 16 方位で記録される。図 3 に免震層変位計および免震装置の配置を示す。免震層には、小変形用の変位計が X 方向に 2 箇所、Y 方向に 1 箇所設置されている。なお、免震層変位計および加速度計は建物端部に設置されており各観測装置の X 方向のデータには X 方向成分と捩れ成分が含まれているため、各層の出力の和の平均より捩れ成分を除去する¹⁾。本論文では、J2 棟単体時における観測データの内、最大瞬間風速が大きい強風イベントのデータである 2007 年 10 月 27 日の台風 20 号（以下、T0720）を用いて分析を行う。なお、この台風の最大平均風速は再現期間 1 年程度であった²⁾。図 4 に強風イベント全体の風向風速を示す。風向は 10 分間毎の最多風向を示している。表 1 に風観測記録概要を、図 5 に最大瞬間風速発生時の 10 分間における免震層変位の時刻歴波形を示す。風向は NNW 方向であり、この風向は長辺に対して概ね正対している。図 5 より X 方向は風方向であり平均成分を有するため Y 方向と比較して応答が大きく 0.6 cm 程度を示し、Y 方向は最大変形が 0.1 cm 程度の低い応答であることが確認できる。

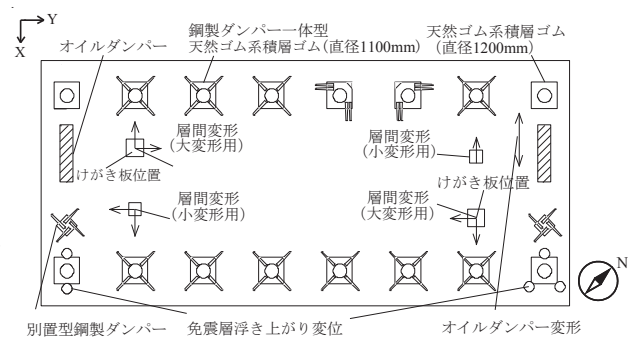
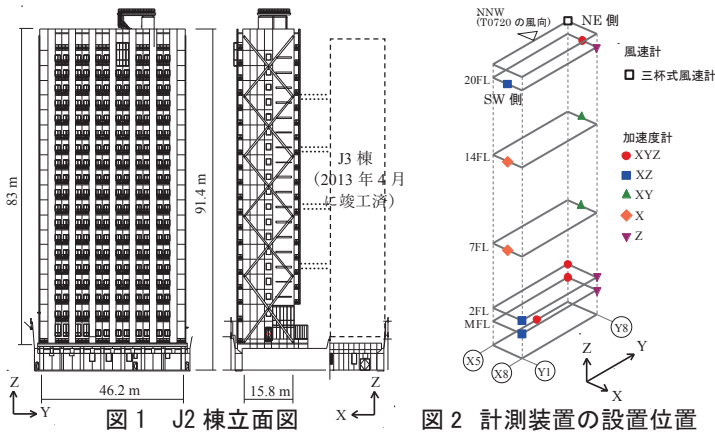


図 3 免震層変位計および免震装置の配置

表 1 風応答観測記録概要

年月日	平均風速 (m/s)		最大瞬間風速 (m/s)		免震層平均変位 (cm)		免震層最大変位 (cm)	
	風速	風向	風速	風向	X	Y	X	Y
07/10/27	18.5	NNW	28.2	NNW	0.303	0.113	0.676	0.257

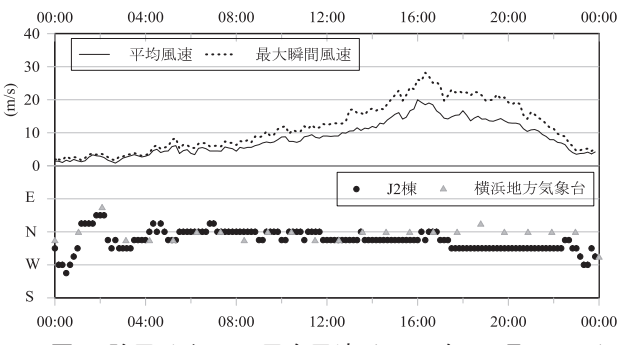


図 4 強風イベントの風向風速 (2007 年 10 月 27 日)

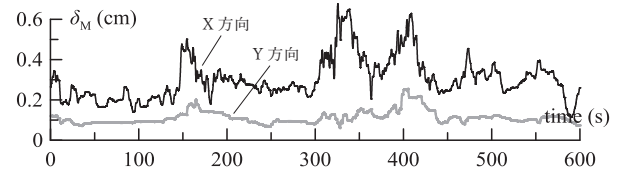


図 5 最大瞬間風速発生時 10 分間における免震層変位時刻歴波形 (16:20, NNW 方向)

3. 地震応答観測記録に基づく建物特性の分析

3.1 地震応答観測概要

本論文では、図 5 に示す強風時の免震層変位波形の中で、X 軸方向の変位の 10 分間中の最大変動幅に着目した。これと同程度の最大変動幅を示した地震観測記録として、東海道南方沖地震 (2009 年 8 月 9 日)

表 2 地震応答観測記録概要 (東海道南方沖地震)

年月日	時刻	震源地	M	最大地動加速度 (cm/s ²)		免震層最大変位 (cm)	
				X	Y	X	Y
09/08/09	19:56	東海道南方沖	6.9	6.59	8.01	0.238	0.218

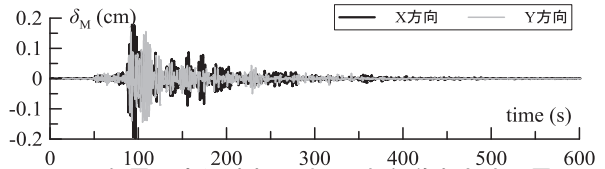


図 6 免震層変位時刻歴波形 (東海道南方沖地震)

を選定した。表 2 に地震応答観測記録概要を、図 6 に免震層変位時刻歴波形を示す。

3. 2 免震層および上部構造の剛性の分析

本節では、再現期間が 1 年レベルの風応答観測記録と同レベルの地震応答観測記録を用いて、免震層および上部構造の剛性を分析し、設計値との比較を行う³⁾。

層剛性 K_i は、地震発生時に観測された J2 棟の応答加速度を用いて算出した δ_i-Q_i の履歴曲線に対して最小二乗法によって直線近似を行い、その勾配として K_i を算出する。なお、上部構造に設置されている加速度計は限られているため、観測点のない層の応答加速度時刻歴は観測階の時刻歴に対し時々刻々に線形補間し推定する。各層のせん断力 $Q_i(t)$ は式 (1) に示すように、設計図書に基づく各層の質量 M_i と絶対加速度 $\ddot{X}_i(t)$ の積の合力で求められる。ただし、20 階より上部の R 階および PH 階の加速度は線形補間により推定することが出来ないため、20 層と同じ応答をすると考え、21, 22 層の質量は 20 層の質量に組み込むこととする。層間変位 $\delta_i(t)$ については、式 (2) に示すように上下階の加速度の差を 2 階積分して算出する。

$$Q_i(t) = \sum_{j=i}^{20} M_j \ddot{X}_j(t) \quad , \quad \delta_i(t) = \iint (\ddot{X}_{i+1}(t) - \ddot{X}_i(t)) dt \quad (1), (2)$$

ここに、 $i=1, 2, \dots, 20$ である。

図 7 に免震層および上部構造の一例として、加速度計設置階の中間階である 4, 8, 12 層の δ_i-Q_i の履歴曲線と最小二乗法より算出した近似曲線 K_i および比較のために設計値を併記し示す。図 7 より、免震層および上部構造の近似直線の勾配は設計値より大きく、同定した層剛性は全ての階において設計値よりも高いことが確認される。算出された層剛性は、設計値に対して免震層では 1.44 倍 (X 方向), 1.36 倍 (Y 方向) であった。また、上部構造では、X, Y 方向それぞれにおける各層の値を平均化すると、設計値に対して 1.30 倍 (X 方向), 1.70 倍 (Y 方向) であった。なお、振幅レベルの異なる地震応答観測記録に基づく層剛性の分析を行った結果、免震層弾性時における層剛性は免震層および上部構造ともに設計値よりも大きく、振幅が大きくなるほど剛性が低下する振幅依存性を確認している。二次部材等の影響を受け、剛性が高くなったことが考えられる。

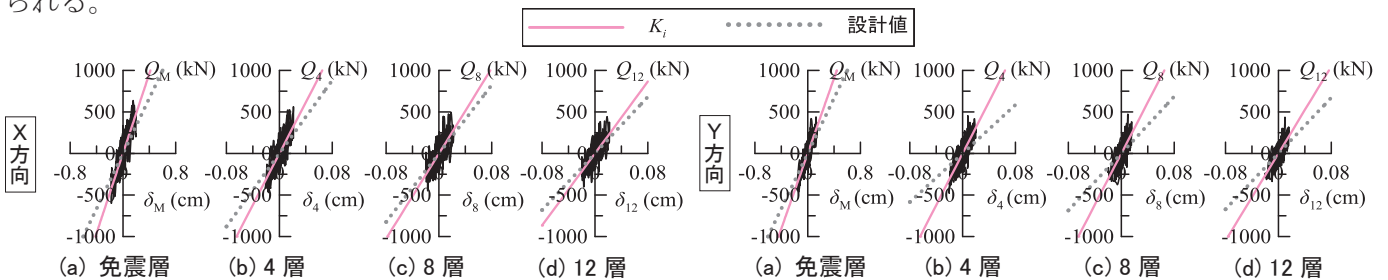


図 7 免震層および上部構造の履歴曲線と剛性

3. 3 免震層における摩擦要素の分析

本節では免震層に設置された配管やエキスパンションジョイントなどの二次部材による摩擦の影響を考慮し、免震層に摩擦要素を設置し、観測値における免震層の履歴曲線面積より得られる吸収エネルギー W_M から免震層の減衰定数を推定する。なお、摩擦要素のすべり荷重 ${}_F Q_y$ はせん断力係数 ${}_F \alpha_y$ を用いて式 (3) のように算出される。

$${}_F Q_y = {}_F \alpha_y \cdot {}_u M g \quad (3)$$

ここに、 ${}_u M$: 上部構造の質量, g : 重力加速度, である。

${}_F \alpha_y$ を変化させ、吸収エネルギーの時刻歴波形が観測値と最も良好に対応する値を求めた。図 8 に、観測値

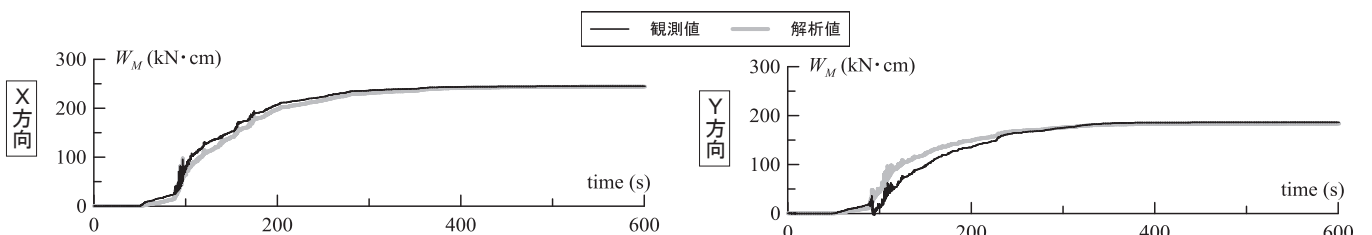


図 8 吸収エネルギー時刻歴波形

および解析値 ($F\alpha_y=1.11\times 10^{-2}\%$ (X 方向), $F\alpha_y=8.75\times 10^{-3}\%$ (Y 方向)) における吸収エネルギー時刻歴波形を示す。図 8 より、解析値の吸収エネルギー時刻歴波形は、X、Y 方向ともに観測値と良い対応を示していることが確認できる。

3.4 上部構造の減衰定数の分析

本節では、J2 棟の地震観測記録から系全体の減衰定数を推定するために、伝達関数のカーブフィッティング法を適用する^{4),5)}。ここでは入力を受震層直上の 2 階とし、出力を 20 階とすることで、上部構造の減衰特性を確認する。なお、X、Y 方向ともに加速度波形のスペクトル解析時に設定したバンド幅は 0.02Hz である。

建物の特性を把握するためには、入力として建物基部の加速度、出力を上部構造の加速度として伝達関数を求めることになるが、ここでは入力を受震層直上の 2 階とし、出力を 20 階とすることで、受震層を含まない上部構造のみの動的特性を確認する。なお、データは各階の重心位置における応答加速度を用いる。

図 9 に、伝達関数のカーブフィッティングの同定結果を示す。図 9 より、伝達関数の振幅は理論曲線と良く一致していることが分かる。上部構造の減衰は 1 次モードで約 2.8% (X 方向), 約 3.4% (Y 方向) であり、2 次モードで約 4.5% (X 方向), 約 2.2% (Y 方向) であった。設計時に比べ振幅が小さいため、振幅が小さくなるほど減衰が大きくなる振幅依存性の影響から、本節で出された減衰定数は設計時に比べて大きい。

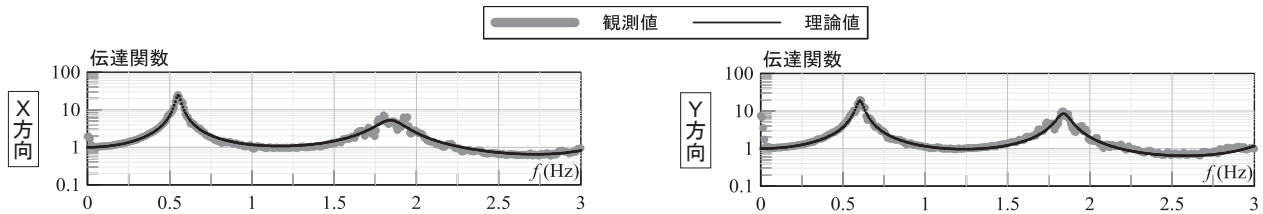


図 9 上部構造の伝達関数のカーブフィッティ

4. 時刻歴応答解析モデルを用いた応答解析

4.1 多質点系等価せん断型モデルの概要

本章では、3 章の分析結果に基づき時刻歴応答解析モデルを構築し、解析モデルによる応答と観測値を比較することで、解析モデルと実際の建物における動的特性の整合性を確認する。解析モデルは図 10 に示すように、J2 棟を再現した 22 質点等価せん断型モデルである。なお、設計図書に基づくモデル (以下、設計モデル) と実観測記録の分析結果^{6),7)}に基づくモデル (以下、同定モデル) の 2 ケースを構築し、両者の応答の違いについても検討する。

設計モデルの減衰は受震層で 0%、上部構造で 2.0%

の剛性比例減衰である。設計モデル上部構造の固有振動数は 0.45Hz (X 方向), 0.40Hz (Y 方向) とである。同定モデルの層剛性は、設計値に対して受震層で 1.44 倍(X 方向), 1.36 倍(Y 方向), 上部構造で 1.30 倍(X 方向), 1.70 倍(Y 方向)とする。受震層における摩擦要素の分析より、受震層にせん断力係数 $F\alpha_y$ が $1.11\times 10^{-2}\%$ (X 方向), $8.75\times 10^{-3}\%$ (Y 方向)の摩擦要素を付加する^{6),7)}。上部構造の振動数は X、Y 方向ともに 1 次モードで 0.6Hz, 2 次モードで 1.8Hz, 減衰は 1 次モードで約 2.8% (X 方向), 約 3.4% (Y 方向) であり、2 次モードで約 4.5% (X 方向), 約 2.2% (Y 方向)のレーリー減衰とする (3 章, 参照)。なお、質量は設計モデルおよび同定モデルともに設計図書の値とする。図 11 に受震層復元力特性の概要を示す。受震材料の振動モデルとして、復元力特性は鋼製ダンパーにはノーマルバイリニアを採用し、天然ゴム系積層ゴムを線形弾性としている。なお、X 方向にはオイルダンパーが設置されているが、本論文で用いる応答は微小変形でありオイルダンパーの効果が極めて小さいと考えられるため⁸⁾、モデル化せずに検討を行った。

4.2 地震観測記録および解析結果の応答比較

本節では、東海道南方沖地震波を用いて J2 棟の同定モデルにおける解析結果と観測値を比較し、精度評価

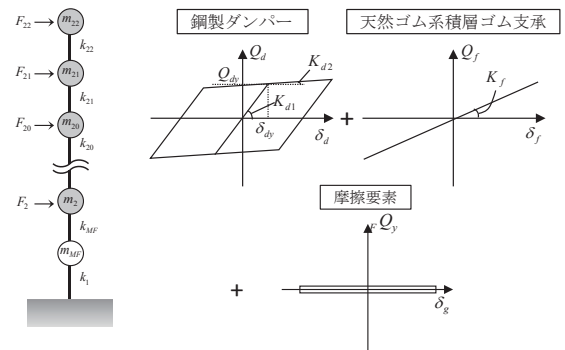


図 10 解析モデル概要 図 11 受震層復元力特性の概要

を行う。図 12 に、観測値および解析値における最大加速度 Acc_{max} の高さ方向分布を示す。図 12 より、観測値と解析値の応答は良く一致することが確認できる。

4.3 風外力の概要

解析モデルに作用させる風外力は風洞実験結果を用いた。解析対象とする台風 T0720 において、最大瞬間風速を記録した時刻における 10 分間平均風速は 18.5m/s であり、風向は NNW である。応答解析はこの 10 分間を対象として行った。ここで、観測データは J2 棟頂部における風速のみであり、風外力の観測データはないため、風外力には風洞実験結果⁹⁾を用いた。図 13 に風洞内状況を示す。文献 9)では周辺状況を変化させたいくつかのケースを実験しているが、観測結果との比較のため、周辺建物および地形を詳細に再現したケースを用いた。層風力は 2 質点または 3 質点に対応する 8 層が計測されており、これを J2 棟の上部構造の 21 質点に対して作用させた。解析開始時において過渡応答を避けるため、層風力の時刻歴波形のはじめの 50 秒間にはエンベロープを設け¹⁰⁾、応答評価を行う 10 分間と合わせて 650 秒間の時刻歴波形を 30 波作成した。

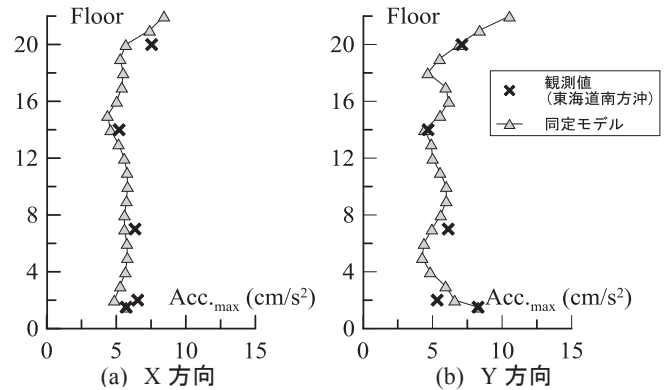


図 12 加速度最大値の高さ方向分布

4.4 風観測記録および解析結果の応答比較

4.4.1 免震層の応答平均変形の比較

本節では、T0720 における観測値および解析値における免震層の応答を比較する。図 14 に T0720 で観測された免震層の X, Y 方向変位における、最大瞬間風速発生時 10 分間のオービットと、設計モデルおよび同定モデルの免震層変位オービットを示す。図 14 より、X 方向における観測値の最大変位は約 0.67cm であるのに対して、設計モデルの最大変位は約 1.08cm と応答を大きく評価している。同定モデルの最大変位は約 0.72cm であり、観測値と概ね一致することが確認できる。次に、10 分間の免震層変位の平均値を比較する。図 15 に、X 方向の設計モデルおよび同定モデルにおける平均変位の高さ方向分布と、観測より得られた免震層平均変位をプロット X で示す。図 15 より、免震層の平均変位は、設計モデルでは観測値に対して約 1.60 倍応答を大きく評価するが、同定モデルでは観測値と概ね一致することが確認できる。

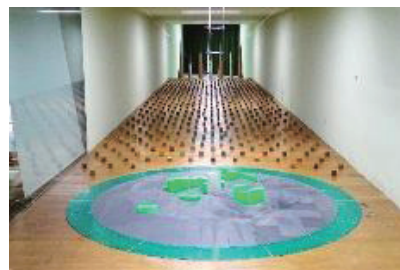


図 13 風洞内状況

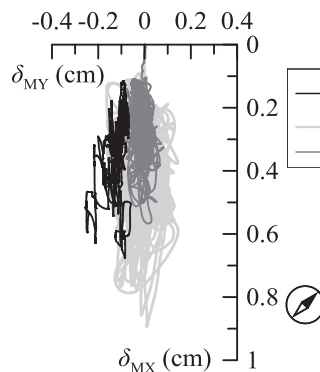


図 14 免震層変位オービット

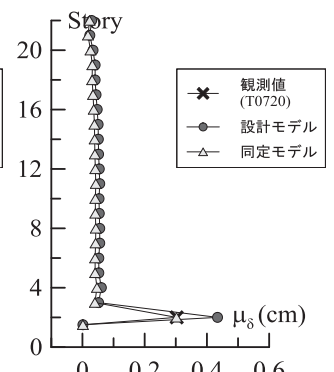


図 15 平均層間変位の高さ方向分布(X方向)

4.4.2 応答加速度標準偏差の高さ方向分布

前節において、同定モデルの免震層変位は観測値と良い対応を示すことを確認した。本節では、応答加速度の標準偏差に着目して、実建物と解析モデルの整合性を確認する。図 16 に X, Y 方向における観測値および解析値における

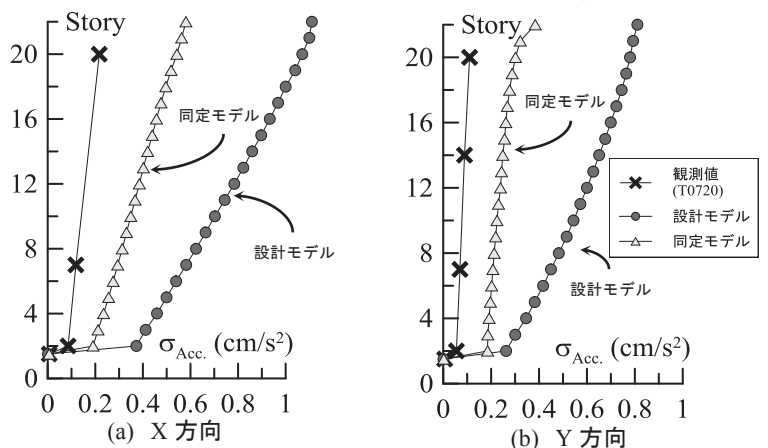


図 16 加速度標準偏差の高さ方向分布

加速度標準偏差の高さ方向分布を示す。なお、観測値の X 方向 14 階はデータが欠測していたためプロットを除外している。図 16 より、設計モデルの応答は観測値に対して X 方向で最大約 5.0 倍、Y 方向で最大約 7.0 倍と誤差が大きく、応答を過大に評価してしまうことが分かる。同定モデルの応答に関しても X 方向で最大約 2.5 倍、Y 方向で最大約 2.7 倍と、設計モデルよりは誤差が縮まるものの観測値に対する誤差が生じることを確認した。この原因の 1 つとして風洞実験では、J2 棟の周辺地形や周辺建物を出来る限り精密に再現しているが、J2 棟周辺の多くを占める森林や、外装材やパラペット手摺などは再現していない。今後の課題として、風洞実験精度の更なる向上が挙げられる。

5. まとめ

本論文では、超高層免震建物 J2 棟の観測記録から建物の動的特性を把握し、実際の応答を精度良く予測できる時刻歴応答解析モデルの構築を図った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 再現期間が 1 年レベルの風応答観測記録と同レベルの地震応答観測記録より得られた建物特性は、設計値と比較して建物剛性および減衰が大きくなることを確認した。
- (2) 同定モデルにおける地震応答加速度は、地震観測値を精度良く再現できた。
- (3) 設計モデルにおける風応答時の免震層変位および加速度標準偏差は、風観測値と比較して応答を約 5.0 ~7.0 倍過大に評価した。同定モデルにおける免震層変位は観測値と概ね良い対応を示したが、免震層および上部構造の加速度標準偏差は、設計モデルよりは誤差が縮まるものの観測値の応答よりも約 2.5 倍大きくなることを確認した。
- (4) 風洞実験では、J2 棟の周辺地形や周辺建物を出来る限り精密に再現しているが、実際に J2 棟に作用する風力を解析的に再現することは困難であり、観測記録に基づき構築した時刻歴応答解析モデルを用いたとしても実際の風応答を精度良く再現することは現段階では困難であり今後課題が残った。

本論文では、代表として 1 つの地震および風観測記録のみを用いて検討をしているのに留まっている。今後は、対象とする地震および風観測記録を増やして同様の方法を用いて検討を行い、より深い知見を得る。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、東京工業大学環境社会理工学院建築学系修士 1 年呉嘉瑞君に多大なるご協力を頂きました。また、本研究で用いた J2 棟の観測データは、東京工業大学 GCOE プログラムから提供して頂いたものであります。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 中井亜里沙, 佐藤大樹, 村上智一, 田村哲郎, 普後良之, 吉江慶祐, 笠井和彦: 強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の揺れ振動特性の分析-その 1 加速度の揺れ成分および固有振動数の分析, 日本建築学会関東支部研究報告集(CD-ROM), 2038, pp.413-416, 2017.3
- 2) 佐藤大樹, 鈴木勇人, 田村哲郎, 普後良之, 中村修, 笠井和彦, 北村春幸: 超高層免震建物の観測記録に基づく風応答の分析, 第 22 回風工学シンポジウム論文集, pp.251-256, 2012.12
- 3) 中井亜里沙, 佐藤大樹, 村上智一, 笠井和彦: 超高層免震建物の地震動観測記録に基づく免震層および上部構造の剛性の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 57 号, pp.571-576, 2018.6
- 4) 笠井和彦, 村田真一郎, 加藤史人, 引野剛, 大木洋司: 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 670 号, pp.2031-2040, 2011.12
- 5) 長松昭男: モード解析, 培風館, 1985.7
- 6) 呉嘉瑞, 佐藤大樹, 中井亜里沙, 普後良之, 田村哲郎: 観測記録に基づく超高層免震建物の時刻歴応答解析モデルの構築-その 1 地震応答観測記録に基づく建物特性の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, 2018.9
- 7) 中井亜里沙, 佐藤大樹, 普後良之, 田村哲郎: 観測記録に基づく超高層免震建物の時刻歴応答解析モデルの構築-その 2 時刻歴応答解析モデルを用いた地震および風応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, 2018.9
- 8) 松田和浩, 笠井和彦: 東北地方太平洋沖地震における観測記録を用いた超高層免震建物の動的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻 第 704 号, pp.1445-1455, 2014.10
- 9) 普後良之, 佐藤大樹, 田村哲郎, 勝村章: 実在する地形および周辺建物が高層建物の風力に与える影響に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集(CD-ROM), 2043, pp.401-404, 2018.3
- 10) 佐藤大樹, 笠井和彦, 田村哲郎: 粘弾性ダンパーの振幅依存性が風応答に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 635 号, pp.75-82, 2009.1