

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	超高層免震建物の観測記録に基づく風応答の分析
Title(English)	EVALUATION OF WIND-INDUCED RESPONSES OF ISOLATED HIGH-RISE BUILDING BASED ON MONITORING RECORDS
著者(和文)	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
Authors(English)	daiki sato, TETSURO TAMURA, Yoshiyuki Fugo, Osamu Nakamura, KAZUHIKO KASAI, Haruyuki Kitamura
出典(和文)	第22回風工学シンポジウム論文集, Vol. 22, , pp. 251-256
Citation(English)	PROCEEDINGS OF THE 22th NATIONAL SYMPOSIUM ON WIND ENGINEERING, Vol. 22, , pp. 251-256
発行日 / Pub. date	2012, 12

## 超高層免震建物の観測記録に基づく風応答の分析

### EVALUATION OF WIND-INDUCED RESPONSES OF ISOLATED HIGH-RISE BUILDING BASED ON MONITORING RECORDS

佐藤 大樹<sup>1)</sup> 鈴木 勇人<sup>1)</sup> 田村 哲郎<sup>2)</sup> 普後 良之<sup>3)</sup> 中村 修<sup>3)</sup> 笠井 和彦<sup>2)</sup> 北村 春幸<sup>1)</sup>  
 Daiki SATO<sup>1)</sup>, Hayato SUZUKI<sup>1)</sup>, Tetsuro TAMURA<sup>2)</sup>, Yoshiyuki FUGO<sup>3)</sup>  
 Osamu NAKAMURA<sup>3)</sup>, Kazuhiko KASAI<sup>2)</sup> and Haruyuki KITAMURA<sup>1)</sup>

#### ABSTRACT

The number of the isolated high-rise building has been gradually increasing in Japan. However, the full-scale researches about the wind-induced response of the isolated structures are not sufficient. We are concerned about the isolated structures based on new technology which will encounter with the huge typhoon and result in large damage. Thus far a long-term monitoring to wind velocity and response of 20-story isolated building with an elongated section has been executed. This paper discusses the characteristics of wind-induced response for this isolated building using the monitoring records. Main focus of this paper is high-mode and torsional components of response. Measured data show torsional response reaches on a same level with translational ones.

Key Words: Isolated High-rise Building, Wind Observation, Torsion Response

#### 1. はじめに

近年、超高層建物にも免震構造が採用される事が多くなり、強風時における風応答評価が重要となってきた。しかし、超高層免震建物の風応答観測の報告は依然として少なく、特に、高次モード振動や捩れ振動、免震層変形に伴う応答特性の変化など、超高層免震建物の実挙動について明らかにされていない点が多い。東京工業大学すずかけ台キャンパス(横浜市緑区)内の扁平な平面形を有する超高層免震建物(以下、J2 棟)では複数層における応答加速度、免震層変位および建物頂部の風向風速が観測されている。2006年3月の強風時の観測記録において、捩れ振動が並進振動と同等のレベルとなり<sup>1)</sup>、免震建物の各振動モードにおける応答特性を明らかにすることの重要性が示された。本論文では、これまでの観測データのうち、比較的大きい応答を記録した二つの台風時のデータ(2007年10月27日台風20号, T0720, 図1(a)と2011年9月21日台風15号, T1115, 図1(b))を対象に、高次モード応答、捩れ振動、さらには免震層の非線形挙動も含めて詳細に分析した結果を報告する。

#### 2. 観測記録の概要および建物頂部における風の特徴

##### 2.1 建物および観測の概要

J2 棟(図 2)の免震装置は天然ゴム系の積層ゴム支承と免震用オイルダンパーおよび鋼製ダンパーで構成されている。免震装置の詳細については文献3)を参照されたい。J2 棟の北西には2011年3月頃から同規模の免震建物J3 棟の建設が開始されており(図 2(b))、鉄骨建方と並行してJ2 棟への接続も行われた。T1115 接近の際は16~17 階付近の鉄骨建方が進行中であった。図 3 に、本報で使用する各計測器の設置位置を示す<sup>4)</sup>。加速度計・変位計はそれぞれ40Hz のアナログフィルタを介して100Hz で収録されている。センサーの詳細については文献4)を参照されたい。加速度計・変位計と風速計は独立したシステムとなっているが、各々LAN などの通信を経由してタイムサーバーを定期的に参照することで計測時刻を同期している。近隣の横浜地方気象台において、風向 N および SW の頻度が比較的高いため、J2 棟においてその風向を精度良く測定できるように、J2 棟の南北の角に風速計を設置している(図 3)。風速計は、屋上外壁の頂部から約4m の高さに、建物の影響を受けないように極力外側の位置に設置されている。なお、風速計の設置位置・高さについて、風洞実験によりその妥当性を確認している。

1) 東京理科大学理工学部建築学科

(〒278-8510 千葉県野田市山崎 2641)

2) 東京工業大学

(〒226-8503 横浜市緑区長津田町 4259)

3) ㈱風工学研究所

(〒101-0051 東京都千代田区神田神保町 3-29)

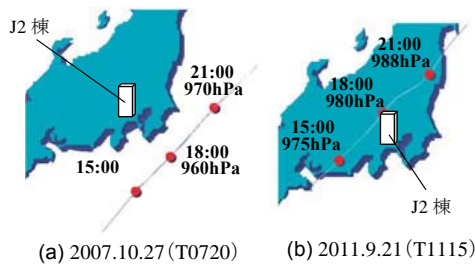
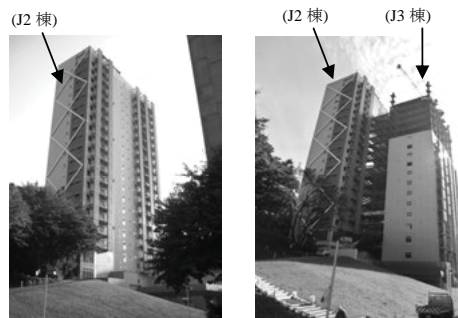


図1 台風の経路<sup>2)</sup>



(a) 2007年10月撮影 (b) 2011年9月撮影  
図2 J2棟の外観(北西より望む)

風速データは3秒ごとに平均し瞬間風速として記録される。風向は正16方位で記録される。加速度計、変位計および風向風速データは10分毎に統計処理される。

## 2.2 観測結果

J2棟屋上における2011年2月～2012年1月の風向出現頻度を図4に示す。風向・風速は、南北2か所の風速計で10分毎に平均風速を比較し、その値が大きい方を用いた。風向別の乱れ強さを図5に示す。建築物荷重指針における地表面粗度区分ⅢとⅣの地上97mの乱れ強さを、同図に併記した。J2棟屋上での風向風速記録はJ2棟自体及び近傍の障害物に直接に影響を受けている可能性があり、これらを検討するために近隣の風観測記録と比較する。対象としたのは表1に示す4箇所(以下、基準点)である。各基準点とJ2棟の距離を表1に示す。各基準点に対する風向別風速比を図6に示す。各基準点は周辺を地表面粗度区分Ⅲと仮定し地上97m相当の風速に換算した。乱れ強さは、風向ESE, SE, SSE以外の風向では地表面粗度区分はⅢまたはⅣに相当する値を示している。上記の3風向は風向頻度が低く精度が悪いと考えられる。風向別風速比は、風向WからNNWにかけて、基準点によって1.0～2.0の幅があるが、比較的大きな風速比を示した。その他の風向においては各基準点と良好な対応を示しており、J2棟屋上の風速は接近流に対して大きく歪められたものではないと考えられる。

次にT0720およびT1115の観測記録について述べる。J2棟屋上の観測記録を図7に示す。T0720は台風がJ2棟の南側を通過しており1日を通じて安定した北よりの風を観測した。T1115は台風がJ2棟の近くを通過していることもあり11時～12時の前後で北よりの風から南よりの風に変化した。また12時以降で風速が増し、J2棟では最大平均風速27.6(m/s)を観測した。この風速はJ2棟における全観測期間(2006年3月～2012年3月)中で最大である。本報では、横浜地方気象台における1991年6月～2011年5月(観測データは1時間ごとのデータ)の20年間の日最大平均風速を対象として求めたグンベルパラメータを用いて再現期間を求めた。その結果、

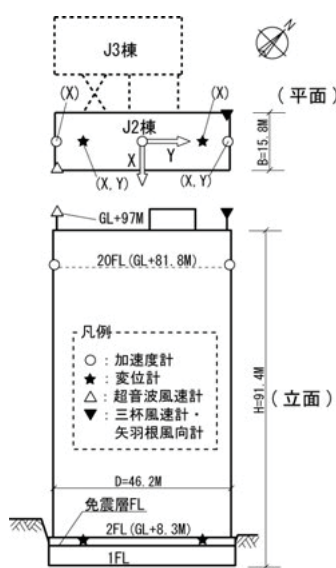


図3 計測器設置位置

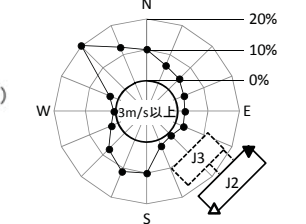


図4 J2棟屋上における風向頻度

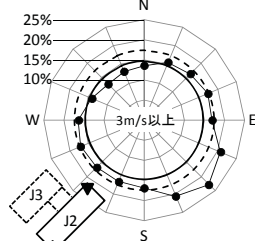


図5 風向別乱れ強さ

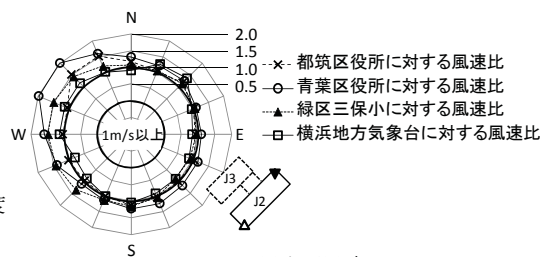


図6 風向別風速比

横浜市大気汚染 常時監視測定局	
青葉区役所	6.5 km
都筑区役所	8.6 km
緑区三保小	4 km
横浜地方気象台	17.4 km

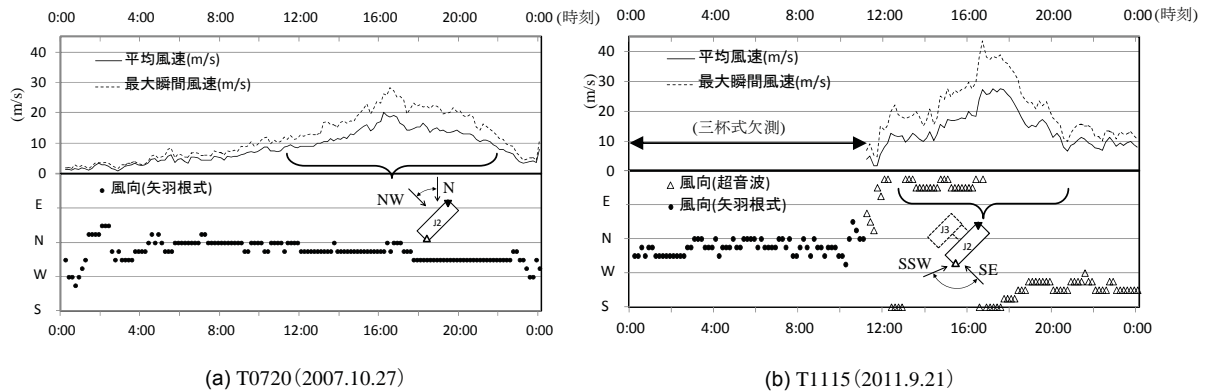


図7 T0720 および T1115 接近時の風向風速

T0720 および T115 時の横浜地方気象台における風速の再現期間はそれぞれ0.12, 6.17年と算出された。ただし、観測記録の精度や日最大風速の季節性等を考えると日最大風速からの再現期間の推定には限界があり、ここではそれぞれ1年未満および6~7年程度とする。

### 3. 風応答特性および居住性能評価

#### 3.1 20階加速度の特性

J2棟に使用されている加速度計には、ダイナミックレンジが130dBが採用されており、微動から強震動にいたるまでを精度良く計測できる<sup>4)</sup>。ただし、風応答時の加速度記録はS/Nが低下するため、加速度記録のフーリエスペクトルから5Hzより高周波数側をノイズと判断し、10分毎のデータに対し0.1~5Hzの矩形バンドパスフィルターを用いた。

図8(a), (b)に、T0720 および T1115 における加速度標準偏差 $\sigma_A$ の時系変化を示す。図8よりY方向に比べて建物短辺方向のX方向(図3)で大きな応答値を示していることが確認できる。図9に20階応答加速度のX, Y方向および揺れ振動の、10分間における加速度標準偏差 $\sigma_A$ と頂部風速 $U_H$ の関係を風向毎に分けて示す。なお、並進成分は北側と南側の加速度計の出力の和 $\{(NE\_X+SW\_X)/2\}$ により、揺れ成分を除去した。また、揺れ成分は北側と南側の加速度計の出力差 $\{(NE\_X-SW\_X)/2\}$ により並進成分として計算した。例として、図9(a)のT0720では、NW, NNW および Nを示し、図9(b)のT1115では、SE, S および SWの結果を示している。ここでは、建物頂部での平均風速 $U_H$ が5 m/s以上での応答のみをプロットしている。図より、全ての風向においてX方向が最も

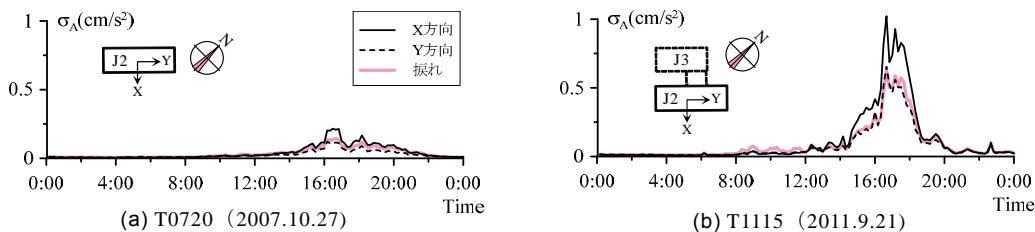


図8 加速度標準偏差の時系列変化

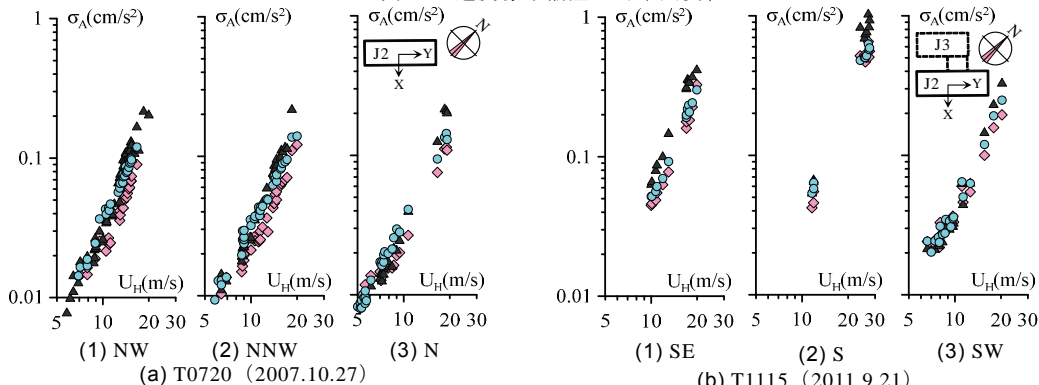


図9 風速による加速度の標準偏差の変化

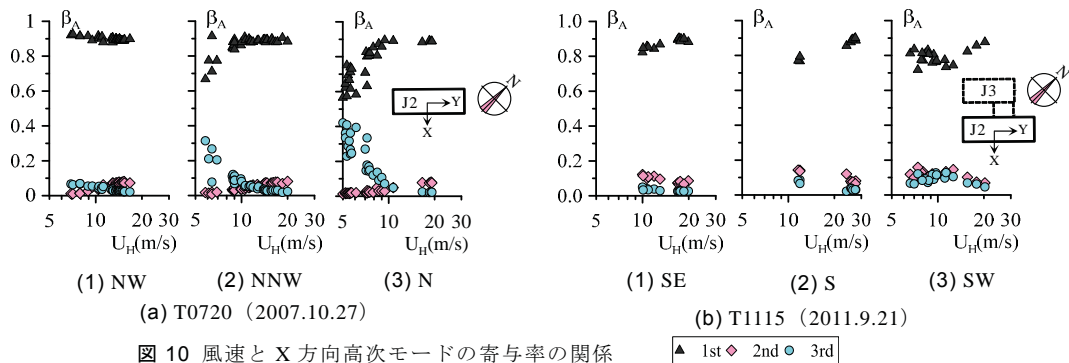


図 10 風速と X 方向高次モードの寄与率の関係

大きい応答となっていることが確認できる。全体的に見ると、Y 方向に比べ建物端部の揺れ振動が大きな値を示しており、低風速時には X 方向より揺れ振動が大きい値を示す風向もある。J2 棟のような扁平な超高層免震建物の場合、並進振動だけでなく揺れ振動にも注意した応答評価が必要である。風速に対する加速度のベキ指数に着目すると、概ね 2~3.5 乗の範囲であり、その中でも X 方向が最も大きな値となっている。

次に、文献 6) の手法を用いて X 方向振動における風応答時の高次モードの影響について評価する。具体的には、各次モードの境界を、頂部加速度のパワースペクトル密度 (PSD) の各振動数の中央 (平均) とし、10 分毎の PSD の面積から各次応答の分散を求める。図 10 に、全体に対する各自モードの分散の寄与率  $\beta_A$  と頂部風速の関係を示す。図 10 より、10m/s 以上では安定した結果が得られ、1 次モードの寄与が 80~90% を占めており、風向による明確な違いは確認できない。

### 3.2 風応答時の居住性評価

図 11 に T1115 における X、Y および揺れの 1 次固有振動数の時系変化をそれぞれ示す。本報では、20 階の加速度の PSD (10 分間) のピーク値より固有振動数を求めているため、空力弾性や付加質量効果が含まれた値となっているが、今回の応答範囲では無視できるほど小さいと考えることができる。図 11 より、強風時には、それぞれの固有振動数が低下していることが確認できる。これは免震層の変形に伴うものであり、次章で詳しく述べる。

20 階で計測された X、Y および揺れの加速度最大値  $A_{max}$  と、それぞれの最大値発生時における固有振動数を用いて、風応答時の居住性能評価指針<sup>5)</sup>に示されている知覚確率に照らし合わせた。図 12(a)、(b) に両日の居住性能の評価結果を示す。なお、揺れ振動については、建物端部での並進方向に置き換えているため、図 12 の性能評価曲線で、並進振動と同様の評価が可能であると思われる<sup>5)</sup>。図 12(a) より、T0720 では X 方向での知覚確率は H-10 以下であるが、風速が高い T1115 (図 9(b)) では、X 方向で H-90 と大きい値となった。揺れ振動による加速度最大値は、X 方向に比べ小さい値であるが、揺れ振動の固有振動数は X 方向に比べ高いために揺れ振動による知覚確率は X 方向と同程度に評価されている (図 12(b))。J2 棟のような扁平な平面形状を有する超高層免震建物で風応答時の居住性を評価する場合には、揺れ振動に対しても十分な検討を行う必要がある。

## 4. 風応答時の免震層変形特性

### 4.1 免震層の風応答特性

J2 棟の免震層では、層間変形を広い範囲で高精度に計測できるように、小変形用 ( $\pm 100\text{mm}$  レンジ) と大変形用 ( $\pm 500\text{mm}$  レンジ) が並列で設置されている<sup>4)</sup>。本報では、風応答時の免震層変位を検討するために、小変形用の観測記録を用いる。変動変位には静的成分が含まれるため、加速度でのデータ処理 (前章) とは異なり、フィルターを用いていない。

図 13(a)、(b) に T0720 および T1115 で計測された X および Y 方向変位における、10 分毎の免震層の平均変位を、X 方向最大変位前後で色分けして示す。免震層の平均変位は、免震層に設置された変位計で計測された X および Y 方向の 10 分間でのそれぞれの平均値である。図 13 より、免震層の平均変位は風向と共に変化し、T0720 では X 方向に 2.86mm、T1115 では X 方向に 5.51mm の平均変位が発生していることが確認できる。図 14(a)、(b) に T0720 および T1115 で X 方向に最大変位が記録された際の 10 分間の免震層変形のオービットを示す。図中の数値は最大変位が発生した際の平均風速、括弧内の数値は最大瞬間風速である。矢印の向きおよび長さは

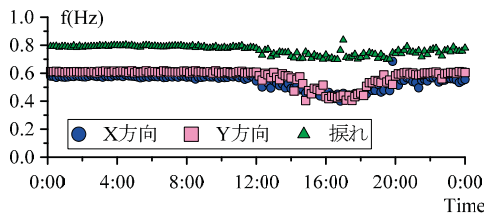
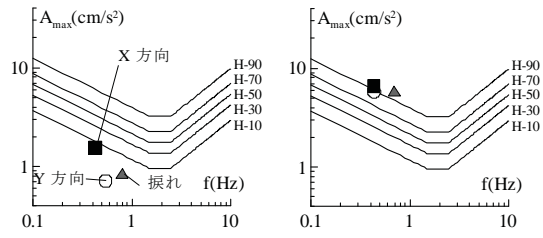


図 11 固有振動数の時系列変化 (T1115 : 2011.9.21)



(a) T0720 (2007.10.27) (b) T1115 (2011.9.21)

図 12 居住性能評価

最大変形が発生した際の風向および平均風速をそれぞれ表している。T0720(図 14(a))での免震層の最大変形は X 方向で 7.21 mm, T1115(図 14(b))では 10.8 mm であった。なお、免震層に設置されている鋼製ダンパーの降伏変位は 31.7 mm であり、最大変位を記録した T1115 での 10.8mm においてもダンパーは塑性していない。しかし、図 11 により、建物の応答の増大に伴い固有振動数は低下していることが確認できる。

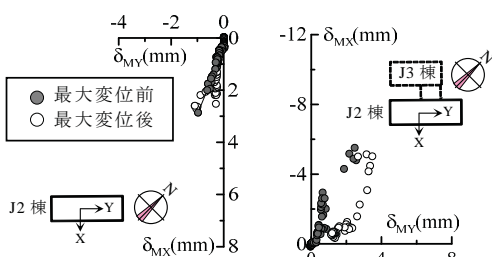
風力は平均成分を有するため、台風通過後に免震層に残留変形が生じる可能性がある。図 15(a), (b)に、免震層の平均変位の風速による変化を示す。なお、平均変位は、風速がほぼ 0 m/s となる翌日までの結果プロットしている。図 15 より、両日とも、風速が増大する際の風速に対する免震層の変形(最大変位前)と、風速が減少する際の免震層変形(最大変位後)で異なることが確認できる。また、最大変位後の軌跡は、同日でも X と Y で異なる傾向を示す。さらに、同じ X 方向で両日と比較すると、最大変位前の軌跡の傾向は概ね一致するが、最大変位後の軌跡は T0720 と T1115 で異なる傾向を示しており、その原因については現在検討中である。

次に、台風通過後に風速がほぼ 0 m/s になった時点での変位を確認すると、両日とも残留変形が生じていることが確認できる。残留変形は、T0720 の X 方向で 0.8 mm, Y 方向で 0.2 mm, T1115 の X 方向で 0.4 mm, Y 方向で 1.0 mm であった。3.1 節で述べたように、免震層の変形は鋼製ダンパーの降伏変形以下であり、免震層は概ね弾性挙動を示していると推測されるが、風向の変化および免震層の摩擦などの影響により残留変形が生じたものと思われる。

#### 4. 2 免震層剛性と平均変位の推定

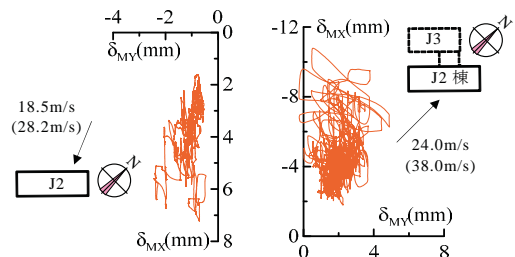
前節において、風速の増大に伴い建物の固有振動数が低下することを述べた。これは免震層の変形による免震層の剛性低下が原因と思われる。本節では、観測された J2 棟頂部風速を用いて荷重指針より J2 棟に作用した風力を用いて免震層の平均変位を算出する。その際に用いる免震層の剛性を設計値と比較することで、風応答時の免震層の剛性について検討する。ここでは、J3 棟建設前の J2 棟単独で、かつ長辺方向に正対する風向で概ね安定している T0720 のデータを用いて検証する。

J2 棟における比較的小さい地震での観測記録より得られた上部構造の伝達関数に一致するように、上部構造の剛性を調整した解析モデル<sup>7)</sup>を用いて、免震層の剛性評価を行う。本モデルにおいて、設計値の免震層初期剛性  $K_M (= 163 \text{ kN/mm})$ のみを  $\alpha_M$  倍させ、固有値解析より求まる建物全体での X 方向 1 次固有振動数の変化を図 16 に示す。以降、 $\alpha_M$  を免震層剛性増大率と呼ぶ。図 16 より、強風時の X 方向 1 次固有振動数と一致させるための免震層の剛性増大率  $\alpha_M$  は、設計時に対して 1.3 倍であるが、微風時については 4.4 倍と高い値となることが確認できる。これは、摩擦などの影響や微小変形時の免震装置の剛性が高いなどの理由により、微風時(微動観測)での免震層の剛性が高くなっているためと思われるが、本手法では、上部構造の剛性が免震層の剛性に対して高いため、上部構造における固有振動数の振幅依存性を無視できると仮定していることも要因として考えられる。



(a) T0720 (2007.10.27) (b) T1115 (2011.9.21)

図 13 免震層の平均変位の変化



(a) T0720 (2007.10.27) (b) T1115 (2011.9.21)

図 14 最大変形発生時 10 分間の免震層変位オービット

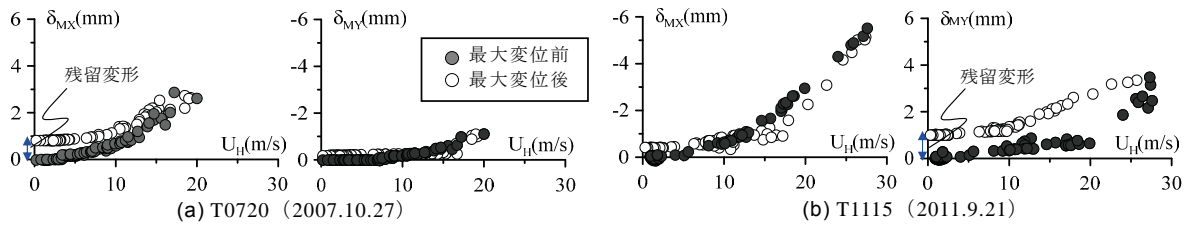


図 15 風速による免震層の平均変位の変化

粗度区分をⅢと仮定し、J2 棟の頂部平均風速  $U_H$  から、高さ方向の平均風速分布  $U_i$  を推定した。さらに、上部構造の  $i$  層に作用する平均風力  $F_i$  を、式(1a)より算出し、免震層に作用するせん断力  $Q_M$  を、 $F_i$  を用いて式(1b)より求めた。免震層の平均変形  $\delta_M$  は、免震層に作用するせん断力  $Q_M$  と、設計値の免震層初期剛性  $K_M$  を用いて、免震層剛性増大率  $\alpha_M$  をパラメータとして、式(2)より算出する。

$$F_i = \frac{1}{2} \rho U_i^2 C_D A_i, \quad Q_M = \sum F_i \quad (1a, b) \quad \delta_M = \frac{Q_M}{\alpha_M K_M} \quad (2)$$

ここで、 $\rho$ : 空気密度、 $C_D$ : 風力係数、 $A_i$ :  $i$  層の受風面積を表す。

図 17 に、上記の方法で求めた X 方向の免震層の平均変位の推定値と T0720 の観測記録の比較を示す。本報では式(1a)から  $i$  層に作用する平均風力を推定する際、 $C_D = 1.0$  と仮定し、 $A_i$  は J2 棟の長辺方向に風向が正対していると見なして算出した。免震層剛性増大率  $\alpha_M$  には、強風時の 1.3、微風時の 4.4 (前述) のほかに、風向が J2 棟に正対する風向 NW での最大変形時における固有周期と一致する 1.5 を用いて検討した。

図 17 より、微動時の固有振動数が一致する  $\alpha_M = 4.4$  では、風速の増大とともに推定値との誤差が大きくなるが、風向が NW である観測記録の中で最も風速が強い時間帯では概ね  $\alpha_M = 1.5$  を用いた推定結果と概ね一致していることが確認できる。

## 5. まとめ

本論文では、超高層免震建物である東京工業大学 J2 棟を対象に観測記録に基づき風応答特性の分析を行った。以下に本論文より得た知見を述べる。

- (1) J2 棟屋上では地表面粗度区分ⅢまたはⅣに相当する乱れ強さを観測した。また、J2 棟屋上の風向別風速比は横浜市の 4 ヶ所の基準点と良好な対応を示した。
- (2) 振れ振動は並進振動と同等の値となる場合がある。並進振動に含まれる高次モードは、本報で対象とした台風の風速範囲では、1 次モードの寄与が 80~90% となった。
- (3) 風応答時の免震層変形に着目し、残留変形が生じていることを確認した。さらに、免震層の剛性を固有振動数の変化から評価するとともに、建物頂部で観測された風速を用いて免震層の平均変位を推定し、観測記録と概ね一致することを確認した。

## 謝辞

本研究で用いた J2 棟の加速度・変位観測データは、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。厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 佐藤大樹, 大木洋司, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 笠井和彦, 和田章, 北村春幸: 観測記録に基づく超高層免震建物の応答特性に関する研究 その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.309-312, 2008.9
- 2) ウェザーニュース: [http://weathernews.jp/typhoon/\(2012.1.5 参照\)](http://weathernews.jp/typhoon/(2012.1.5 参照))
- 3) 菊地岳志, 藤森智, 竹内徹, 和田章: メガブレースを用いた超高層免震鋼構造建築物の設計討, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp.217-222, 2005.12
- 4) 大木洋司, 山下忠道, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 笠井和彦, 和田章: 超高層免震建物の長期観測システム構築に関する具体的取り組み, 日本建築学会技術報告集, 第 21 号, pp.73-77, 2005.6
- 5) 日本建築学会: 建築物の振動に関する居住性評価指針・同解説, 2004.5
- 6) 平井宏幸, 吉江慶祐, 佐藤大樹, 鈴木悠也, 北村春幸: 変動風力を受ける超高層建築物の高次モード応答特性, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻, 第 38 号, pp.79-84, 2012.2
- 7) 福田優輝, 佐藤大樹, 北村春幸: 多点同時地震動観測記録に基づく積層ゴムの応答引張軸力の評価, 2011 年度日本建築学会関東支部研究報告集, 2012.3