

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風応答評価 その3 風応答時の免震層変形の特徴
Title	
著者(和文)	鈴木勇人, 佐藤大樹, 田村哲郎, 普後良之, 中村修, 笠井和彦, 北村春幸
Authors	daiki sato, TETSURO TAMURA, KAZUHIKO KASAI, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会大会学術講演梗概集, vol. B, , pp. 213-214
Citation(English)	, vol. B, , pp. 213-214
発行日 / Pub. date	2012, 9
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110009654484

測記録に基づく超高層免震建物の風応答評価 その 3 風応答時の免震層変形特性

風観測 超高層免震建物 風応答
免震層変形 残留変形

正会員○鈴木 勇人*¹ 同 佐藤 大樹*² 同 田村 哲郎*³
同 普後 良之*⁴ 同 中村 修*⁴ 同 笠井 和彦*³
同 北村 春幸*²

1. はじめに

本報その 2 では、20 階で観測された加速度計記録をもとに、風応答時の併進、捩れおよび高次モードの特性を検討した。本報その 3 では、本報その 2 で述べた建物の固有周期から、風応答時の免震層の剛性を評価するとともに、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、観測記録と比較する。

2. 免震層変位記録のデータ処理方法

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⁴⁾。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。風力は平均値を有するため、風応答変位も平均成分 (静的成分) を有する。そのため加速度でのデータ処理 (本報その 2) とは異なり、5Hz のローパスフィルターを用いた。

3. 免震層の風応答特性

3.1 免震層のオービット

図 1(a), (b) に T0720 および T1115 で計測された X および Y 方向変位の 10 分毎の免震変位中心 (平均変位) を、X 方向最大変位前後で色分けして示す。免震層変位中心 (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より求めた。図 1 よ

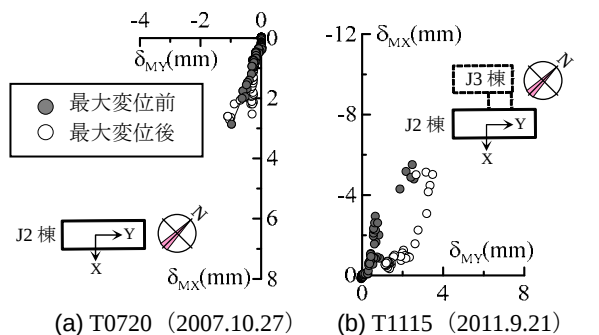


図 1 免震変位中心位置の変化

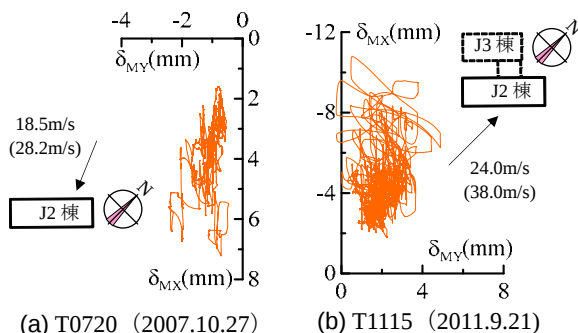


図 2 最大変形発生時 10 分間の免震層変位オービット

り、免震層の変位中心は風向 (本報その 1 参照) 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 2(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 分間で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最大変位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 2(a)) での免震層の最大変形は X 方向で 7.21 mm, T1115 (図 2(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、本報その 2 の図 4 に示したように、建物の応答の増大に伴い固有振動数は低下している。この要因については次章で詳しく述べる。

3.2 免震層の残留変形

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 3(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 3 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 方向で両日を比較すると、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

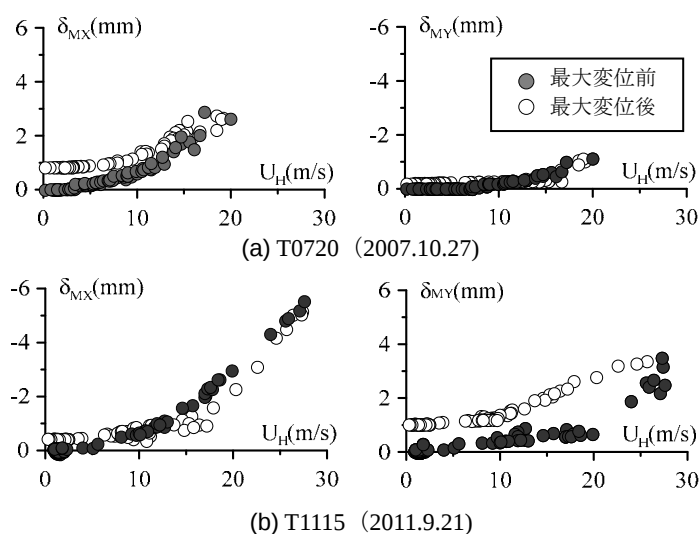


図 3 風速による免震層の平均変位の変化

向を示している。これは両日の風向変化や、T1115 での J3 棟の接続による影響などが考えられるが、詳細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. 免震層剛性と平均変位の推定

本報その 2 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。本章では、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推定し、建物の剛性を用いて免震層の平均変位を算出する。ただし、簡易な手法で推定するため、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。

4.1 免震層の剛性評価

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⁷⁾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 (= 16.3 kN/mm)のみを α_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 4 に示す。以降、 α_M を免震層剛性増大率と呼ぶ。図 4 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 α_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、上部構造の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。

4.2 免震層平均変位の推定方法

粗度区分をⅢと仮定し（本報その 1 参照）、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。

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

ここで、 ρ : 空気密度、 C_D : 風力係数、 A_i : i 層の受風面積を表す。免震層の平均変形 δ_M は、免震層に作用するせん断力 Q_M を、設計値の免震層初期剛性 K_M を用いて、次式より免震層剛性増大率 α_M をパラメータとして算出する。

$$\delta_M = \frac{Q_M}{\alpha_M K_M} \quad (2)$$

4.3 観測値との比較

図 5 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 α_M には、強風時の 1.32、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 5 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 $\alpha_M = 1.54$ 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。

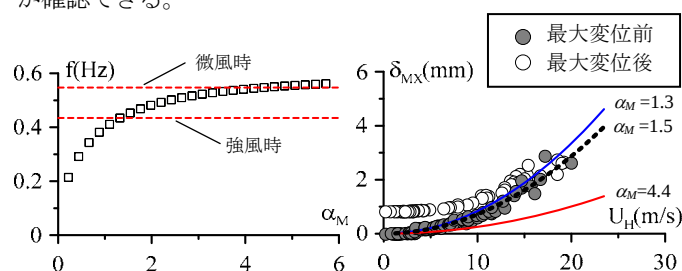


図 4 固有振動数の変化
(T0720, X 方向)

図 5 平均変位の比較
(T0720, X 方向)

5. まとめ

本報その 3 では、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比較した。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。記して感謝致します。

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)
- 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

*¹ 戸田建設 (元東京理科大学)

*² 東京理科大学

*³ 東京工業大学

*⁴ 風工学研究所

*¹ TODA Corporation

*² Tokyo Univ. of Science

*³ Tokyo Inst. of Technology

*⁴ Wind Engineering Institute