T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の実挙動の分析
Title(English)	ACTUAL BEHAVIOR OF SEISMIC ISOLATED HIGH-RISE BUILDING BASED ON OBSERVATION RECORDS AT STRONG WIND
著者(和文)	村上智一, 佐藤大樹, 田村哲郎, 普後良之, 吉江慶祐, 笠井和彦, 佐藤利昭, 北村春幸
Authors(English)	Tomokazu Murakami, Daiki Sato, TETSURO TAMURA, Yoshiyuki Fugo, Keisuke Yoshie, KAZUHIKO KASAI, Toshiaki SATO, Haruyuki Kitamura
出典(和文)	構造工学論文集, Vol. 62B, , pp. 329-337
Citation(English)	Journal of Structural Engineering, Vol. 62B, , pp. 329-337
発行日 / Pub. date	2016, 3
権利情報	日本建築学会

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

Journal of Structural Engineering, Vol. 62B, March 2016
構造工学論文集 Vol. 62B（2016 年 3 月）

Architectural Institute of Japan
日本建築学会

強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の実挙動の分析

ACTUAL BEHAVIOR OF SEISMIC ISOLATED HIGH-RISE BUILDING BASED ON OBSERVATION RECORDS AT STRONG WIND

村 上 智 一 *1, 佐 藤 大 樹 *2, 田 村 哲 郎 *3, 普 後 良 之 *4,
吉 江 慶 祐 *5, 笠 井 和 彦 *6, 佐 藤 利 昭 *7, 北 村 春 幸 *8
Tomokazu MURAKAMI , Daiki SATO , Tetsuro TAMURA , Yoshiyuki FUGO,
Keisuke YOSHIE , Kazuhiko KASAI , Toshiaki SATO , and Haruyuki KITAMURA

The number of the seismic isolated high-rise building has been gradually increasing in Japan. However, the full-scale researches about the wind-induced response of seismic isolated high-rise building are not sufficient. The wind resistant design of the building is done so that the primary members become the elastic-region even if the strong wind forces are acted. Thus far a long-term monitoring to wind velocity and response of 20-story seismic isolated high-rise building with an elongated section has been executed. This paper discusses the characteristics of wind-induced response for this seismic isolated high-rise building using the monitoring records. Main focus of this paper is torsional components of response. Measured data show torsional response affects evaluation of habitability.

Keywords : *Seismic Isolated High-rise Building, Wind Observation Record,*
Wind-induced Response, Torsional Response, Evaluation of Habitability, Residual Deformation
超高層免震建物，風観測記録，風応答性状，捩れ振動，居住性能評価，残留変形

1. はじめに

1995 年に発生した阪神・淡路大震災以降，大地震時においても主架構が損傷しない免震構造の需要が高まった。その後，2011 年の東日本大震災においても広範囲にわたって継続時間の長い長周期地震動を受けたにも関わらず，免震建物の躯体の被害が殆ど無かったことに加え，応答加速度を低減することで，非構造部・設備機器・什器備品類の被害も抑える効果が大きく注目されたことにより，その需要は急速に高まっている。免震構造が開発された当初は，地震終了後も建物の機能を維持する必要性が高い特殊建築物に対して免震構造を採用することが主であったが，近年，集合住宅や事務所ビルに免震構造が積極的に採用され，中低層建物のみでなく超高層建物への適用も拡大しており [1)]，今後もさらに増加していくことが予想される。また，超高層建築物では，地震時や強風時の安全性の確保だけでなく，風揺れに対する居住性能の向上の要求も高い。建物が高層化すると地震力に対して相対的に風荷重が大きくなる傾向があり，免震建物の場合はその傾向が顕著である。また，風外力は地震と異なり，長時間続くという特徴があるため，その特徴を十分に考慮した設計が必要であると考えられる。しかし，中層免震建物の風観測記録について，大熊らにより報告されているが [2,3)]，風荷重の影響が大きくなる超高層免震建物の実測に基づく強風下での実挙動に関する研究や情報の報告例は国内外で殆ど無い [4)]。

図 1　J2 棟の外観

東京工業大学すずかけ台キャンパス（横浜市緑区）には，扁平な平面形を有する超高層免震建物として図 1 に示す総合研究棟 2 号館（以後，J2 棟）がある。この建物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常時観測されている。本論文では，超高層免震建物の設計に資する風応答性状の観測情報を提供することを目的とし，これまでの観測データ（2006 年 2 月～）のうち比較的大きい応答を示した 5 つの強風イベントのデータを対象に，並進振動と捩れ成分を含む建物端部の振動，免震層の応答挙動を詳細に分析した結果を報告する。

*1 東京工業大学大学院総合理工学研究科　大学院生　Graduate Student, Faculty of Science and Eng., Tokyo Institute of Technology
*2 東京工業大学建築物理研究センター　准教授・博士（工学）　Associate Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*3 東京工業大学環境理工学創造専攻　教授・博士（工学）　Prof., Dept. of Environmental Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*4 風工学研究所　修士（工学）　Wind Engineering Institute, Master of. Eng.
*5 日建設計　博士（工学）　Nikken Sekkei Ltd., Dr. Eng.
*6 東京工業大学建築物理研究センター　教授・Ph.D.　Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.
*7 東京理科大学理工学部建築学科　助教・博士（工学）　Assistant Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*8 東京理科大学理工学部建築学科　教授・博士（工学）　Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

2. 検討建物および観測の概要

図 2 に J2 棟の立面図を示す。J2 棟は, 2005 年竣工の地上 20 階, 塔屋 2 階, 高さ 91.35 m の鉄骨造超高層免震建物であり, 平面形状 15.8 m × 46.2 m , 上部構造の塔状比は短辺方向で 5 を超える扁平な形状の建物である。1 階の半分以上が周囲の土に埋もれている為, 1 階と 2 階の間に免震層を設けた中間免震構造を採用している。上部構造は CFT 構造を用いた鉄骨構造, 基礎および 1 階は鉄筋コンクリート造である。また, 基礎構造は N 値 50 以上の土丹層を支持層とする直接基礎（布基礎）である。上部構造の短辺方向の両妻面に 4 層にわたって X 型のブレースをかけたメガブレースが設置されている [5]。なお, 現在は隣に J3 棟が建設され, J2 棟と連結されている。図 3 に加速度計の設置位置を, 図 4 に免震層変位計および免震装置の設置位置を示す [6]。なお, 建物の短辺方向を X 方向, 長辺方向を Y 方向と定義する。J2 棟内には計 27 ch の加速度計, 免震層 (MF) には計 13 ch の変位計が設置されている。加速度計・変位計はそれぞれ 40 Hz のアナログローパスフィルタを介して 100 Hz で収録されている。免震層は直径 1100 mm（鋼製ダンパー一体型）, 1200 mm の天然ゴム系積層ゴム（ NRB1100, NRB1200 ）計 16 基, 別置型鋼製ダンパー2 基, オイルダンパー2 基（X 方向のみ）から構成されており（図 4）, 鋼製ダンパーの降伏変位は 31.7 mm である。

建物頂部の北側には三杯式風速計と矢羽根式風向計が設置されている。加速度計・変位計と風速計はそれぞれ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では, 風向 N および SW の頻度が非常に高いため, J2 棟自身の影響を減らし, 風向を精度良く測定できるように, J2 棟の北の角に風速計を設置している。風速計は, 屋上外壁の頂部から約 4 m 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 [7]。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。

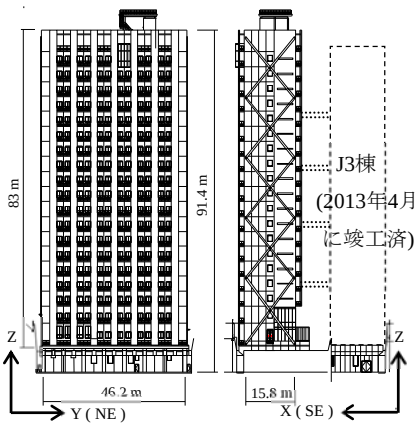


図 2 J2 棟立面図

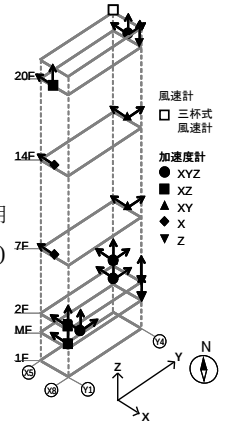


図 3 加速度計の設置位置

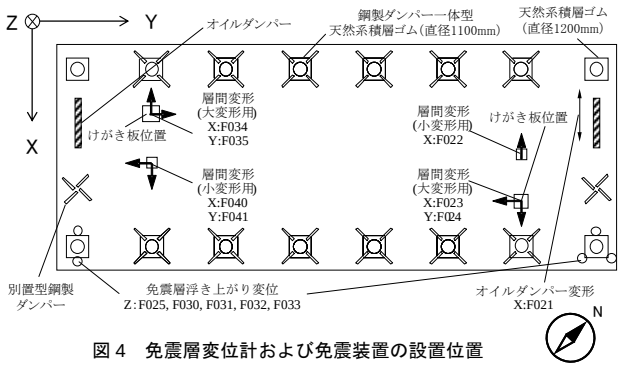


図 4 免震層変位計および免震装置の設置位置

3. 風観測記録概要

本論文では, J2 棟単体時期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 caseA（ 2006 年 3 月 19 日), caseB（ 2006 年 10 月 6 日), caseC（ 2007 年 9 月 6 日~9 月 7 日, 台風 9 号（T0709）), caseD（ 2007 年 10 月 27 日, 台風 20 号(T0720）), caseE（ 2008 年 4 月 18 日)を使用する。附図 A に caseC と caseD の台風の経路を示す [8]。表 1 に風観測記録の概要を示す。図 5 に各強風イベントの風速と風向を示す。なお, 平均風速は 10 分間の平均値を示しており, 風向は 10 分間における最多風向を示している。図 5(c)内の矢印は, 最大瞬間風速発生時付近の風向変化を示す。caseA では 18 時 50 分に, caseB では 15 時 40 分に, caseC では 1 時 10 分に, caseD では 16 時 20 分に, caseE では 7 時 50 分にそれぞれ最大瞬間風速を記録している。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 時間毎のデータ）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, caseD の風速の再現期間は 1 年未満と推定されている [7]。各強風イベント発生時の風向を横浜地方気象台のデータと比較すると全強風イベントにおいて非常に高い相関性があると事が確認できる [7]。なお, caseC は停電により風速データが欠損していると考えられる時間が複数存在するため, 10 分間の中で風速データが 0 m/s となっている箇所がみられるプロットを欠測と判断し除外している。また, 横浜地方気象台のデータより, caseC の 2 時以降に J2 棟屋上の矢羽根式風向計は建物の陰に入っているため正しく計測されていないと考えられる。

表 1 風観測記録概要

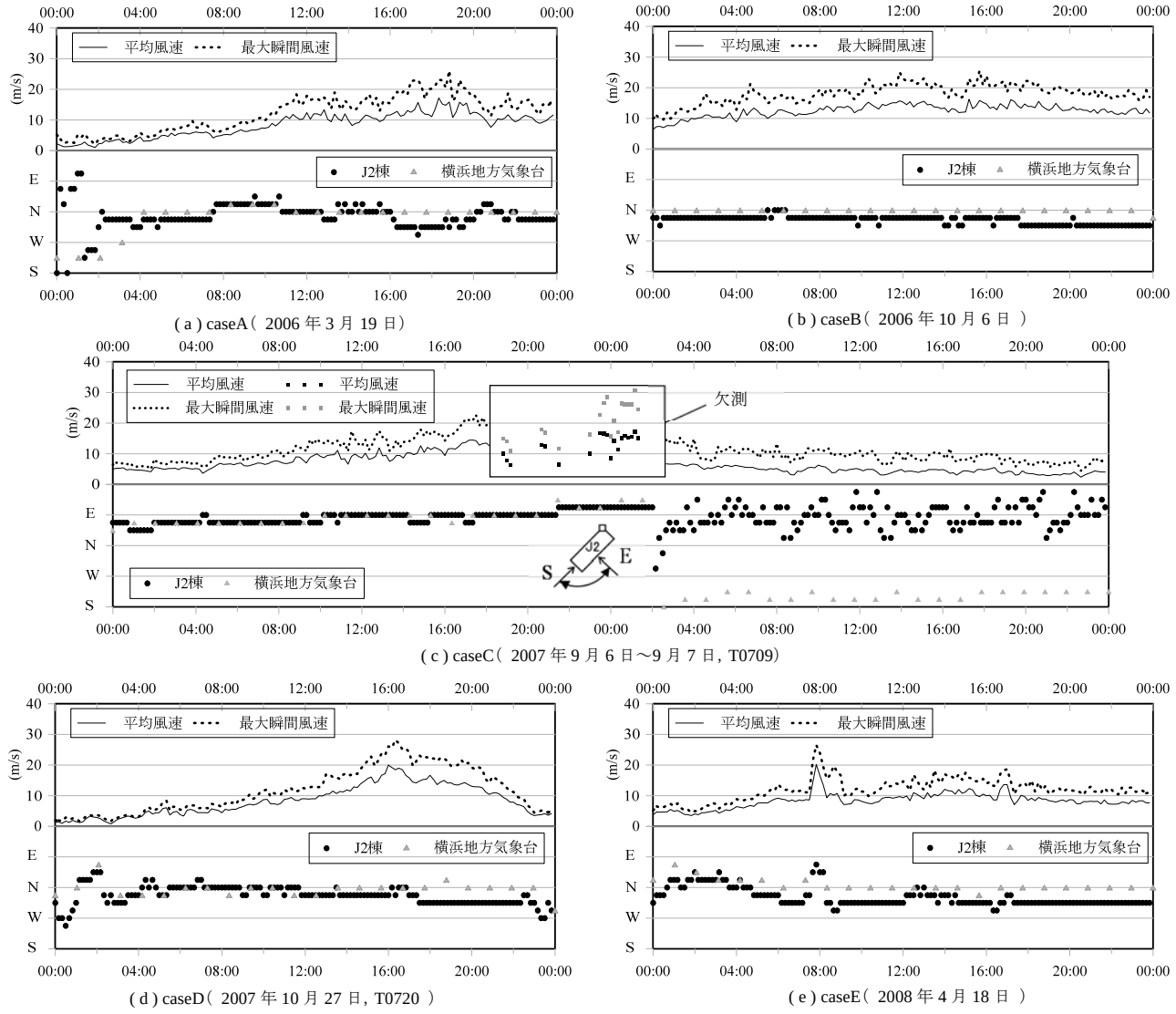
名称	年月日	最大平均		最大瞬間		平均風速 (m/s)
		風速	風向	風速	風向	
caseA	06/03/19	17.2	NW	26.1	NW	8.3
caseB	06/10/06	16.2	NNW	25.6	NNW	12.5
caseC	07/09/06~09/07	17.2	ESE	30.6	ESE	6.7
caseD	07/10/27	20	NNW	28.2	NNW	8.3
caseE	08/04/18	20.2	NE	26.5	ENE	8.4

4. 風応答特性の分析

4.1 加速度の応答特性

J2 棟に使用されている加速度計は, ダイナミックレンジとして 130 dB が採用されており, 微動から強震動に至るまでを精度よく再現できる。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 5 Hz 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 ～ 5 Hz の矩形のバンドパスフィルターを用いた [7]。

図 6 に 20 階の北側の加速度標準偏差が最大の 10 分間と加速度標準偏差が最大値の約半分となった 10 分間における加速度標準偏差の高さ方向分布を示す。なお, ここでは北側に設置されている加速度計（図 3）で観測された加速度データを使用している。各階の加速度標準偏差は 20 階の加速度標準偏差で除すことで基準化を行っている。図 6 より, 強風イベントの差異に関わらず, 免震層と 1 階



(a) caseA（ 2006 年 3 月 19 日）

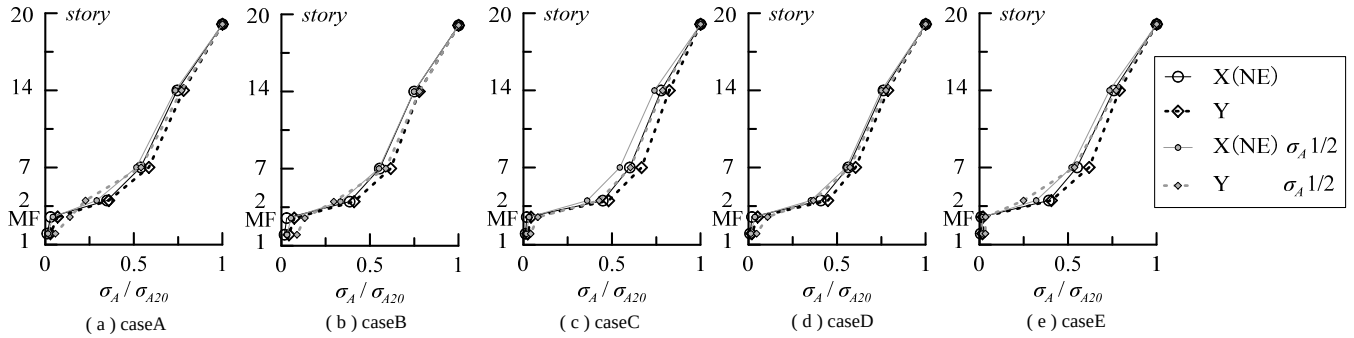
(b) caseB（ 2006 年 10 月 6 日 ）

(c) caseC（ 2007 年 9 月 6 日～9 月 7 日, T0709）

(d) caseD（ 2007 年 10 月 27 日, T0720 ）

(e) caseE（ 2008 年 4 月 18 日 ）

図 5 各強風イベントの風速風向



(a) caseA　(b) caseB　(c) caseC　(d) caseD　(e) caseE

図 6 20 階の北側の加速度標準偏差が最大の 10 分間と加速度標準偏差が最大値の約半分となった 10 分間における加速度標準偏差の高さ方向分布

では加速度標準偏差が非常に小さいが上部構造は，下階から上階に向けて加速度標準偏差が増大し，20階で加速度標準偏差が最大になる傾向を示している。また，加速度標準偏差が最大値の約半分の 10 分間と加速度標準偏差が最大の 10 分間を比較すると上部構造の応答レベルによって振動モードが僅かではあるが変化していることが確認できる [9]。しかし，今回の応答レベルが免震層の鋼製ダンパーの弾性範囲内であるため（5 章，後述），文献 10 で報告されているような振動モードの大きな変化とはなっていない。図 7 に各強風イベントにおける 20 階の応答加速度の X（並進），X(NE)，X(SW)および Y 方向の標準偏差 σ_A の時系列変化を示す。なお，並進成分（X（並進））は北側と南側の加速度計の出力の和の平均｛X(NE)＋X(SW)｝/2 により，捩れ成分を除去した。また，附図 B に同成分の加速度最大値の時系列変化を示す。図 7 より，全ての強風イベントにおいて Y 方向に比べて X 方向のほうが大きい値を示していることが分かる。また，X(NE)，X(SW)の大小関係を比較すると 5 つの強風イベントの大部分で X(NE)のほうが大きいが，X(SW)のほうが大きい箇所が一部確認できる。これについては今後詳細な検討を行っていく。図 8 に加速度ピークファクターの時系列変化を示す。加速度ピークファクターは 20 階にお

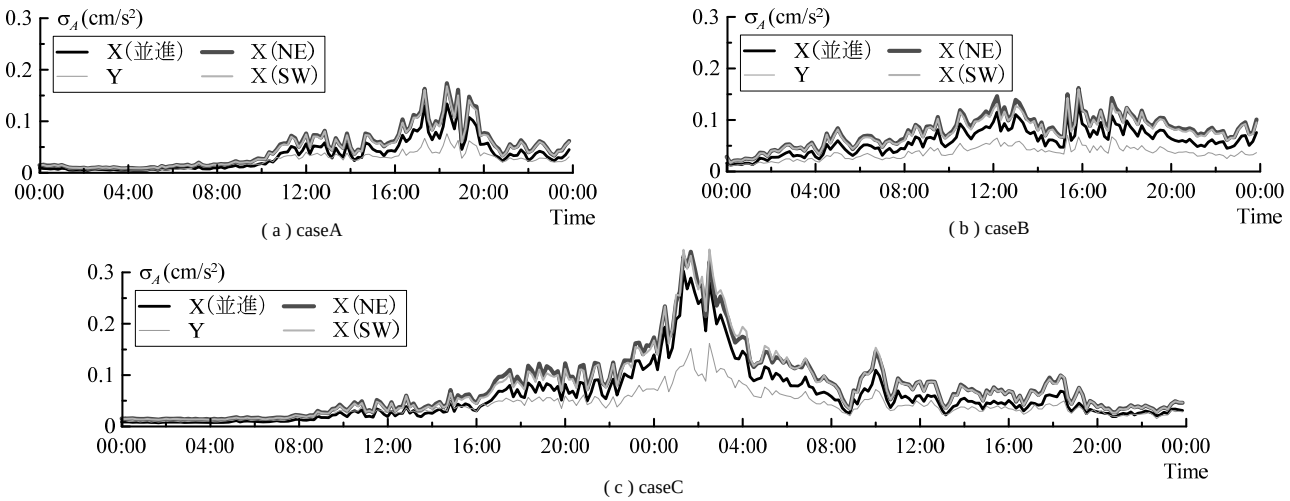


図 7　加速度標準偏差の時系列変化

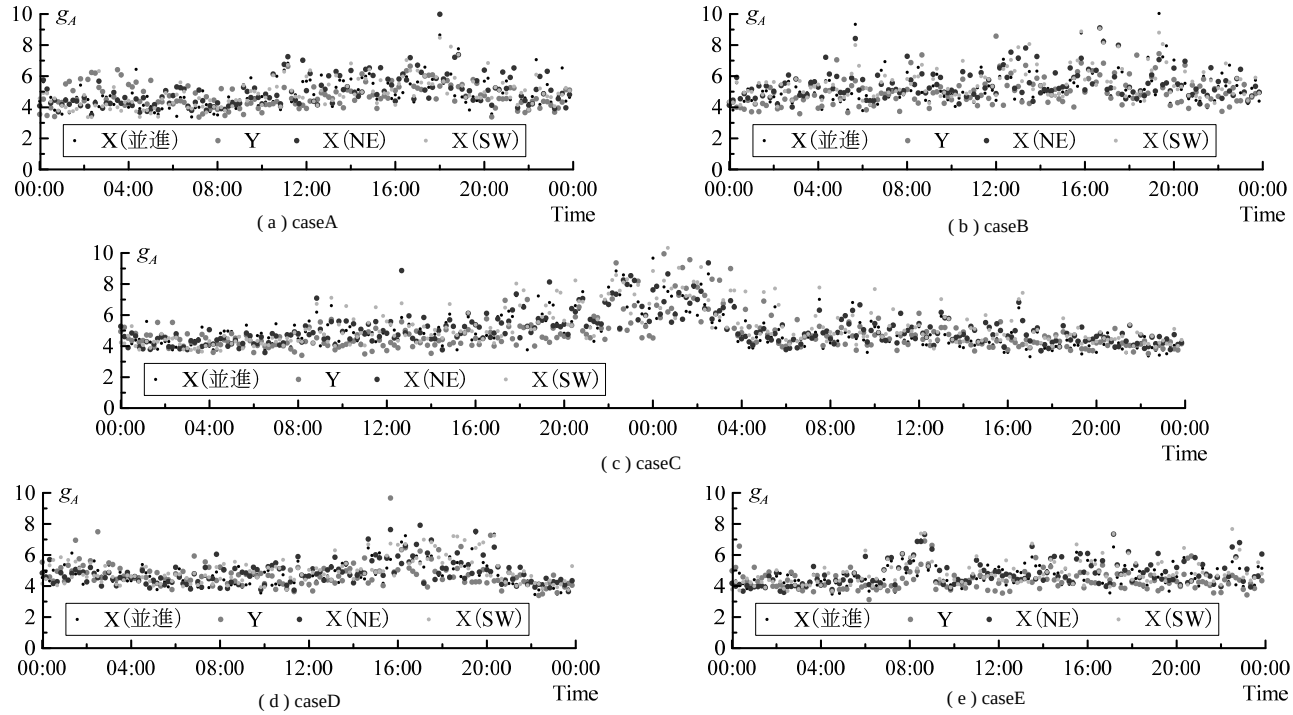


図 8　加速度ピークファクターの時系列変化

ける 10 分間の加速度最大値を 10 分間の標準偏差で除すことで求められる。ピークファクターは変動の様子によっても異なる値をとるが各方向，成分で概ね差がないことが分かる。その多くは概ね 4～8 の値をとっており，定常ガウス過程とされている 3～3.5 [11]よりも大きな値をとっている。

4.2 風応答時における固有振動数の変化

図 9 に caseD の 20 階の X（並進）と X(NE)，X(SW)の加速度のパワースペクトル密度（以下，PSD）の一例を示す。図 9 より X（並進）と異なり X(NE)，X(SW)には並進，捩れの二つのスペクトルピークが存在し，図 9(a)では並進のスペクトルピークが卓越しているが，図 9(b)においては捩れのスペクトルピークのほうが大きくなっていることが分かる。図 10 に各強風イベントにおける X（並進），X(NE)，X(SW)，および Y 方向の 1 次固有振動数の時系列変化をそれぞれ示す。本論文では，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出来る [7]。図 10 より全ての強風イベントで風速の増大に伴い，建物の固有振動数が低下していることが確認できる。

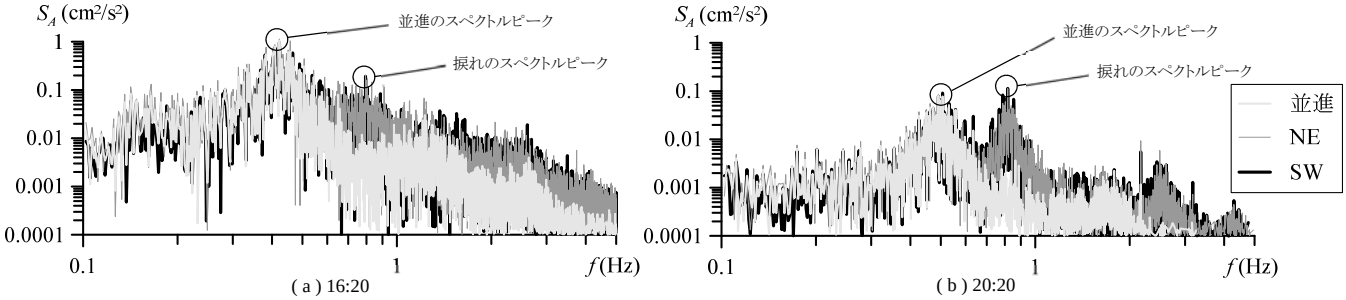


図 9 caseD の 20 階 X 方向の加速度のパワースペクトル密度（PSD）

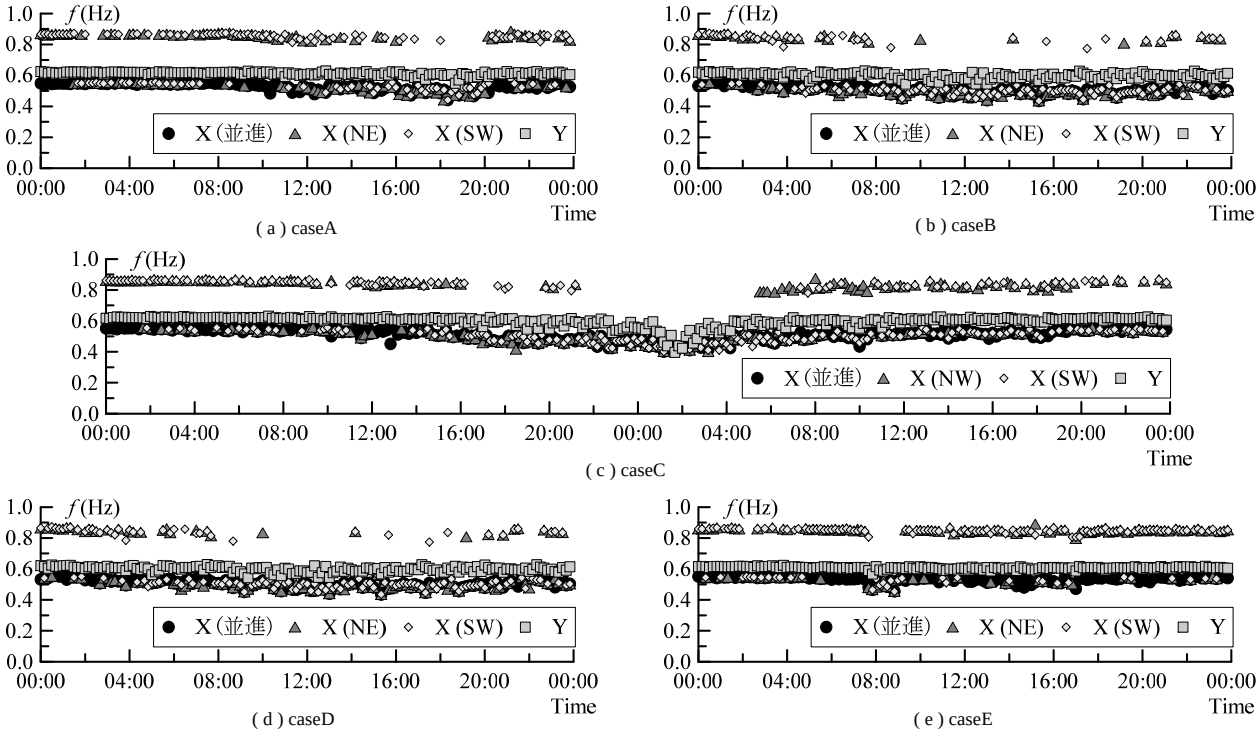


図 10 固有振動数の時系列変化

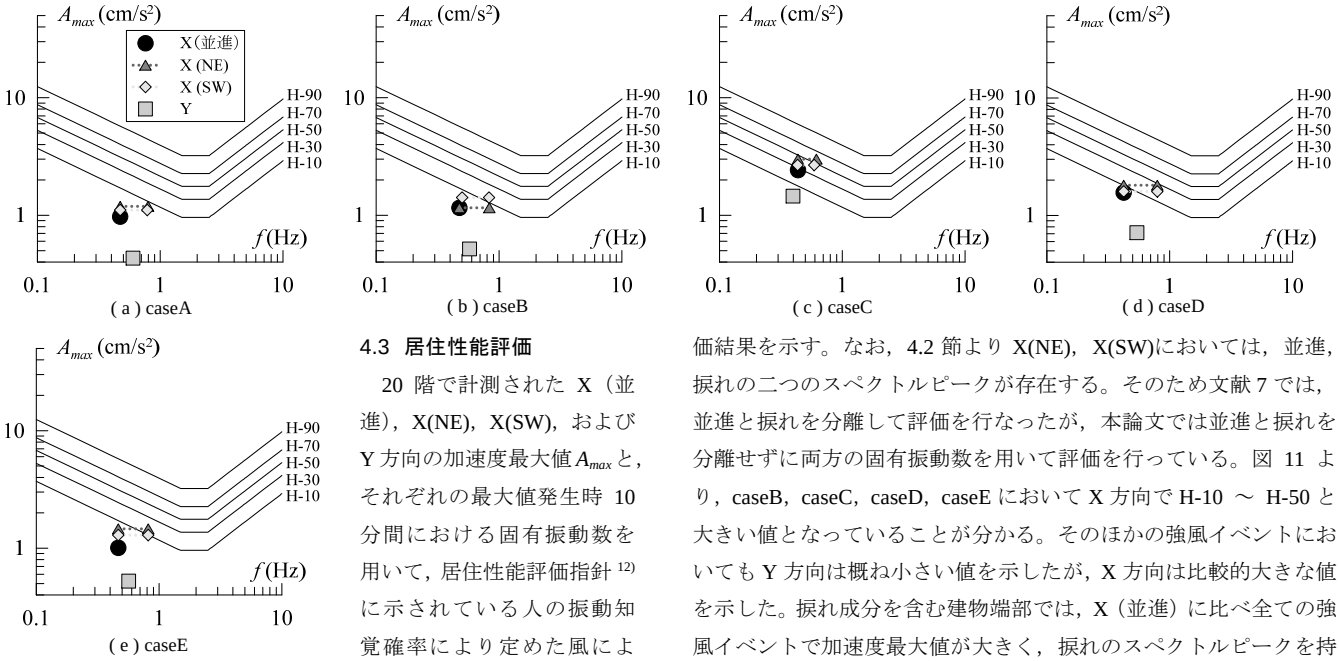


図 11 居住性能評価

4.3 居住性能評価

20 階で計測された X（並進），X(NE)，X(SW)，および Y 方向の加速度最大値 A_{max} と，それぞれの最大値発生時 10 分間における固有振動数を用いて，居住性能評価指針[12]に示されている人の振動知覚確率により定めた風による水平振動に関する性能評価曲線に照らし合わせた。図 11 に各強風イベントの居住性能の評価結果を示す。なお，4.2 節より X(NE)，X(SW)においては，並進，捩れの二つのスペクトルピークが存在する。そのため文献 7 では，並進と捩れを分離して評価を行なったが，本論文では並進と捩れを分離せずに両方の固有振動数を用いて評価を行っている。図 11 より，caseB，caseC，caseD，caseE において X 方向で H-10 ～ H-50 と大きい値となっていることが分かる。そのほかの強風イベントにおいても Y 方向は概ね小さい値を示したが，X 方向は比較的大きな値を示した。捩れ成分を含む建物端部では，X（並進）に比べ全ての強風イベントで加速度最大値が大きく，捩れのスペクトルピークを持つため，固有振動数の高い捩れのピーク側で非常に大きい値を示しており，その差は無視できないものであることが分かる。以上より，

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，捩れ成分が存在するため，建物端部の振動に対しても十分な検討を行う必要がある。

5. 風応答時の免震層変位の特性

5.1 免震層の応答特性

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（±100 mm レンジ）と大変形用（±500 mm レンジ）の変位計が並列で設置されている [6]。本論文では，風応答時の免震層変位を対象としているので，微小地震や風応答を記録できる小変形用（X 方向に 2 箇所，Y 方向に 1 箇所，図 4）の変位計の観測記録を用いる。X 方向では，捩れ中心が 2 つの変位計の中央にあることを確認しているため [13]，両変位計の平均を用いることで捩れ成分を除き並進成分を算出している。免震層変位の変動成分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。ただし，変位計による計測値には初期値にずれが生じている可能性があるため，各強風イベントの免震層変位から免震層が変位していない強風発生前の微風時の 10 分間の平均値を初期値のずれとしてゼロ点補正を行っている。なお，本論文では，頂部風速 5 m/s 以下を免震層が変位しない微風と判断した。

図 12 に免震層変位の時刻歴波形を示す。図 13 に各強風イベントで計測された X および Y 方向における，10 分間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。なお，附図 C に免震層変位のガスト影響係数の時系列変化を示している。図 13 より，免震層の平均変位は風速とともに変化し，最大でそれぞれ X 方向に caseA では 2.74 mm，caseB では 2.10 mm，caseC では-3.66 mm，caseD では 3.84 mm，caseE では 1.45 mm の平均変位が発生している。

図 14 に各強風イベントにおける最大変位が既得された際の 10 分間での免震層変位オービットを示す。表 2 に最大変位とその発生時刻を示す。図 14，表 2 より X 方向での最大値は caseC の 9 月 7 日 1：40 で 8.45 mm，Y 方向での最大値は caseD の 16：20 で 2.45 mm であり，いずれの方向においても鋼製ダンパーの降伏変位である 31.7 mm を超えていないことを確認している。

5.2 残留変形

図 15 に頂部風速と免震層平均変位関係を示す。平均変位は頂部風速がほぼ 0 m/s となる翌日，翌々日までの結果をプロットしている。なお，caseC においては，風速の欠測箇所にあたるプロットを取り除いている。また caseB，caseE においては翌々日以降も微風状態

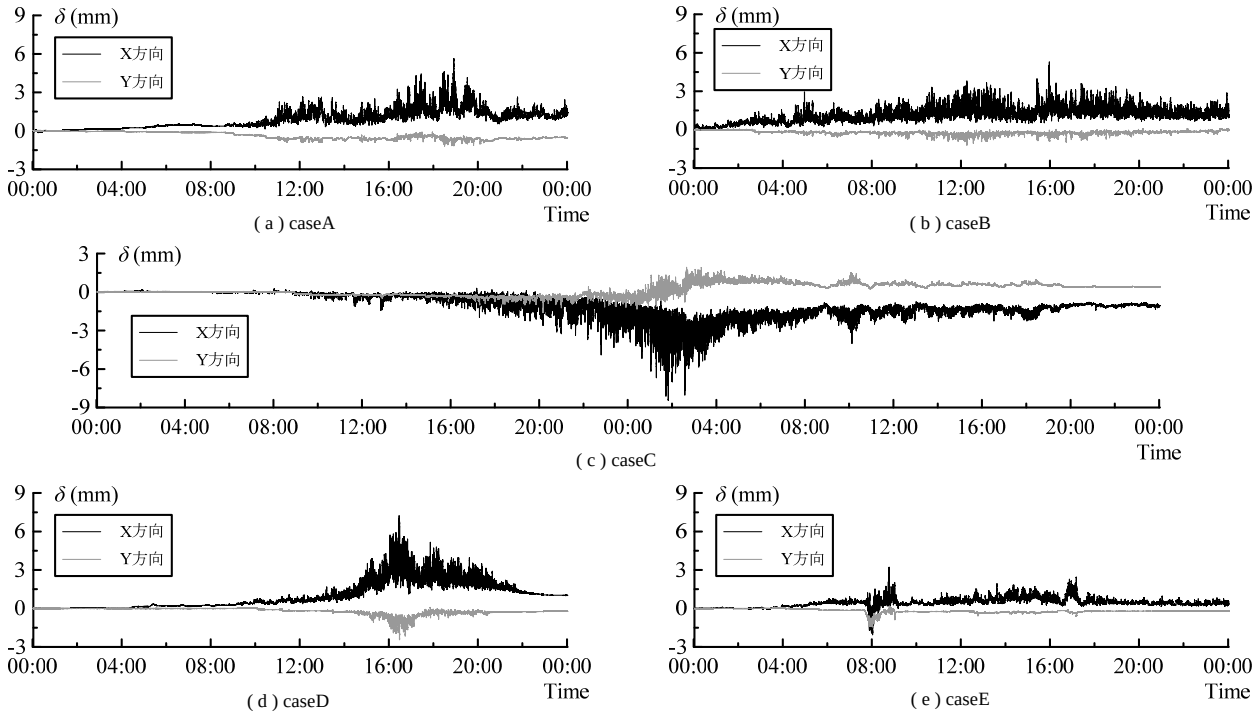


図 12 免震層変位の時刻歴波形

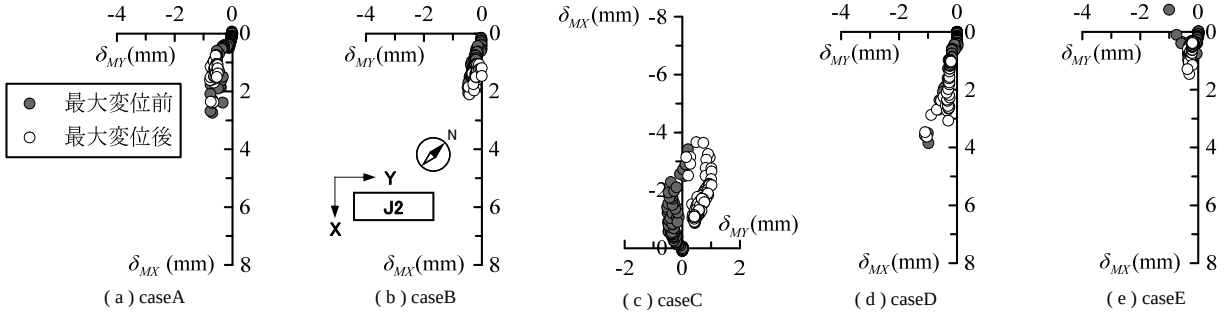


図 13 免震層平均変位の変化

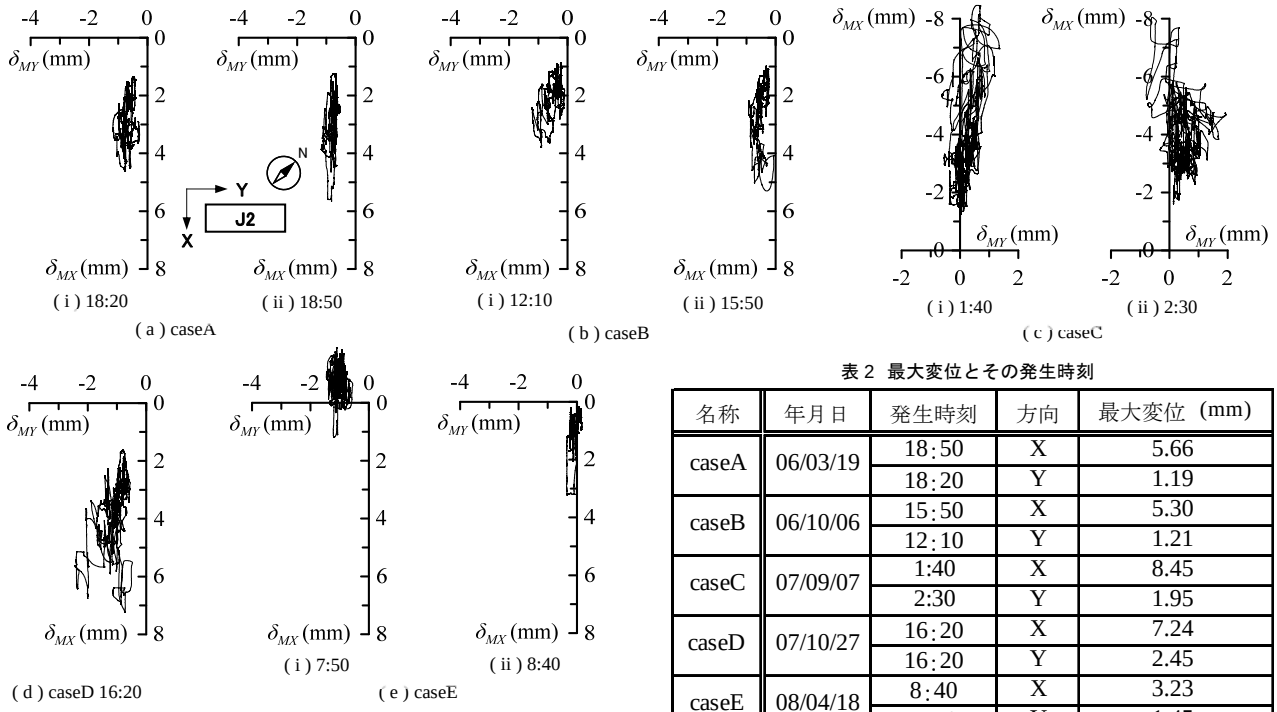


図 14 最大変位発生時 10 分間の免震層変位オービット

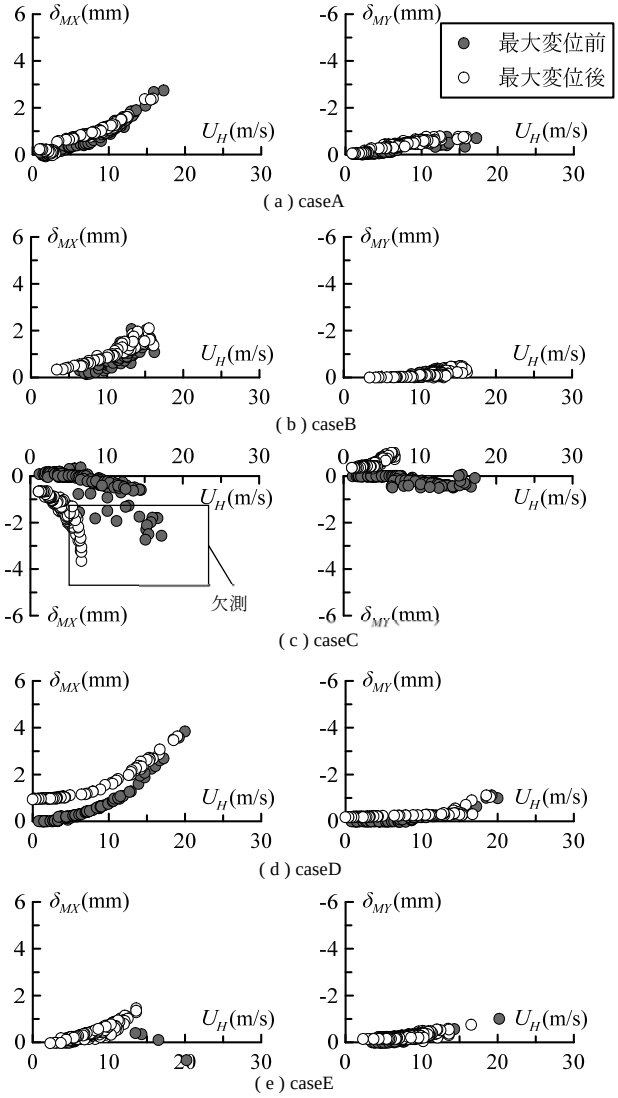


図 15 頂部風速と免震層平均変位の関係

表 2 最大変位とその発生時刻

名称	年月日	発生時刻	方向	最大変位 (mm)
caseA	06/03/19	18:50	X	5.66
		18:20	Y	1.19
caseB	06/10/06	15:50	X	5.30
		12:10	Y	1.21
caseC	07/09/07	1:40	X	8.45
		2:30	Y	1.95
caseD	07/10/27	16:20	X	7.24
		16:20	Y	2.45
caseE	08/04/18	8:40	X	3.23
		7:50	Y	1.45

が続いているので風速が 5 m/s 以下に落ち着いたところまでの結果を示している。図 15 より，各強風イベントにより風速が増大する際の風速に対する免震層の変形と風速が減少する際の免震層の変形で異なることが確認できる。次に，強風イベント終了時点での変位を確認すると，最大で caseD の X 方向で最大変位の約 13%の残留変形が生じていることを確認できる。5.1 節で述べたように，免震層の最大変位は鋼製ダンパーの降伏変位以下であり，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，建物内部で生じた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。これについては今後詳しい検討を進めていく予定である。

6. 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 棟を対象にこれまでの観測データのうち比較的大きい応答を示した 5 つの強風イベントのデータを対象に，並進振動と捩れ成分を含む建物端部の振動，免震層の応答挙動を詳細に分析した結果を報告した。以下に本論文より得た知見を示す。

(1) 建物両端部の加速度において，短辺方向の並進成分のスペクトルピークが卓越する場合と並進よりも捩れ成分のスペクトルピークが大きい値を示す場合があることが確認された。

(2) 並進振動に比べ建物端部の振動のほうが常に大きい値となることを確認した。そのため，J2 棟のような扁平な平面形状を有する超高層免震建物においては建物端部の振動に対して十分な検討を行う必要がある。

(3) 風速が増大する場合と減少する場合では，免震層変形が異なる変位履歴になることが確認された。

(4) 強風時に応答変位の増大とともに建物の固有振動数が低下することが確認された。

(5) 強風イベント終了時に免震層に残留変形が発生していることを確認した。また，その大小は強風イベントにより異なる。

謝辞

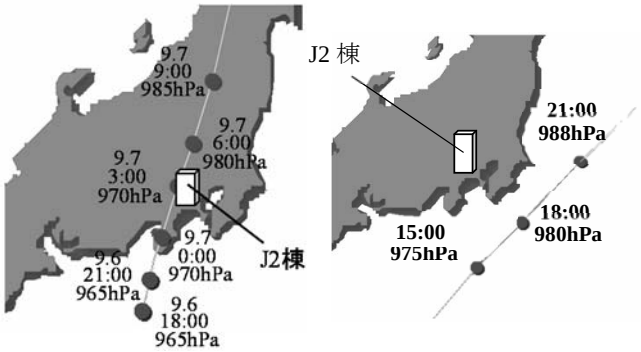
本研究は，東京工業大学田村研究室，(株)風工学研究所，東京理科大学北村研究室，東京工業大学佐藤研究室による研究会の成果の一部です．本研究を進めるにあたり，神奈川大学工学研究所大熊武司客員教授，(株)泉創建エンジニアリング丸川比佐夫博士，片桐純治博士，(株)日建設計，東京理科大学北村研究室による新耐風設計法研究会から貴重なご意見をいただきました。ここに記して，感謝の意を表します．また，本研究で用いた J2 棟の加速度･変位観測データは，東京工業大学 GCOE プログラムから提供して頂いたものであります。厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) 日本免震構造協会運営委員会：2013 年度免震制振建物データ集積結果，MENSHIN，No.85，pp.37-42，2014.8
2) 下村洋一，大熊武司，安井八紀，小賀伸一：神奈川大学 23 号館（免震棟）の風応答性状に関する研究（その 3　地震風応答観測概要および常時微動測定），日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.207-208，2002.8
3) 小賀伸一，大熊武司，安井八紀，下村洋一：神奈川大学 23 号館（免震棟）の風応答性状に関する研究（その 4　風応答観測結果），日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.209-210，2002.8
4) Daiki Sato, Tetsuro Tamura, Yoshiyuki Fugo, Osamu Nakamura, Akira Katumura, Kazuhiko Kasai and Haruyuki Kitamura：Wind-induced Response Characteristic Evaluation of High-rise Seismic Isolated Building Based on Observed Records, Proceedings of the 14th International Conference on Wind Engineering (ICWE14), 2106, June 2015
5) 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, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp.217-222, 2005.12
6) 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
7) 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
8) ウェザーニュース：http://weathernews.jp/tyhoon/ (2014.2.22 参照)
9) 普後良之，佐藤大樹，田村哲郎，勝村章，笠井和彦，吉江慶祐：観測記録に基づく超高層免震建物の風応答評価　その 5　1 次モードに着目した構造特性の同定，日本建築学会学術講演集，B-1，pp.173-174，2015.9
10) 平井宏幸，佐藤大樹，吉江慶祐，鈴木悠也，北村春幸：多質点系モデルを用いた変動風力を受ける超高層免震建物の上部構造の応答評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.283-284，2010.9
11) 大熊武司，神田順，田村幸雄：建築物の耐風設計，鹿島出版社，2004.6
12) 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
13) 市原義孝，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 2　風応答特性および振動数の変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.311-312，2008.9

附録 A　台風の経路

附図 A に caseC，caseD の台風の経路[8] を示す。caseC は J2 棟の西側を，caseC は J2 棟の南側を通過している。

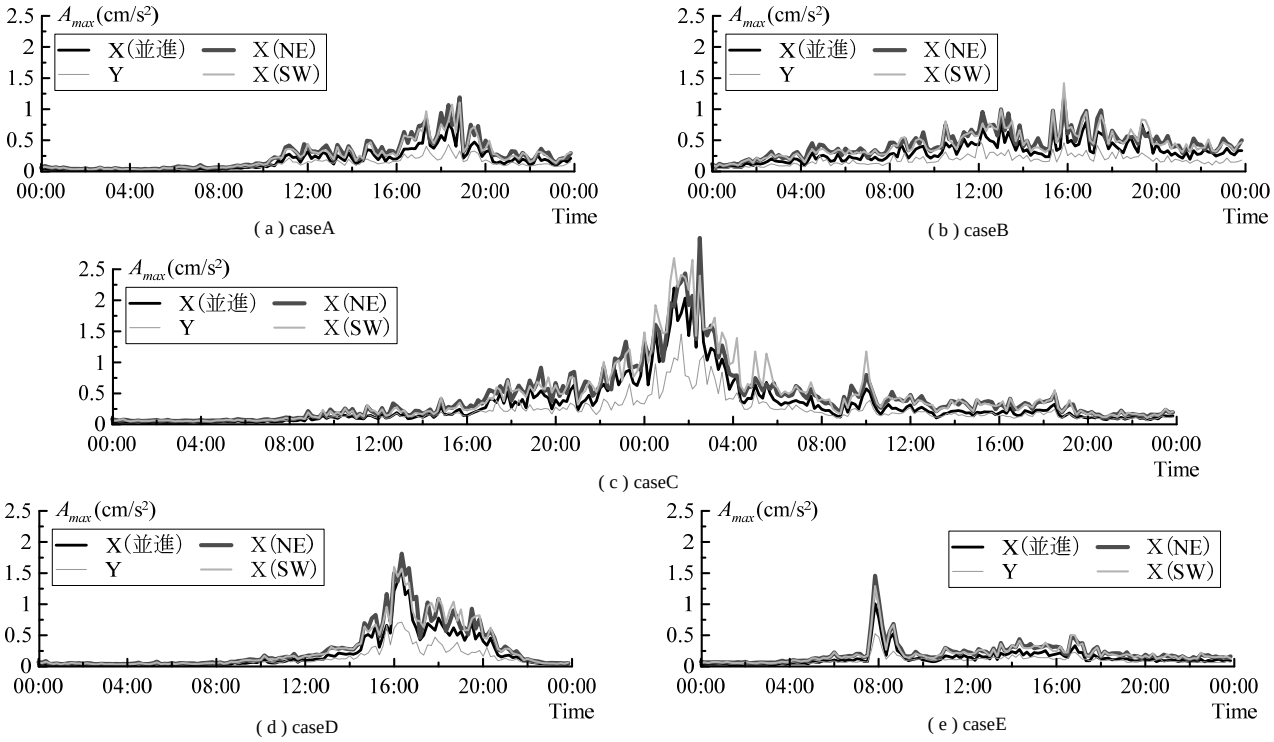


(a) caseC（T0709）　　(b) caseD（T0720）

附図 A　台風の経路

附録 B　加速度最大値の時系列変化

附図 B に 20 階の応答加速度の X（並進），X(NE)，X(SW)および Y 方向の 10 分間毎の加速度最大値の時系列変化を示す。図 7，附図 B より，加速度最大値と標準偏差は異なる大小関係が見られるところがある。これは，ピークファクターg_A（図 8）が振幅によって異なることを意味する。

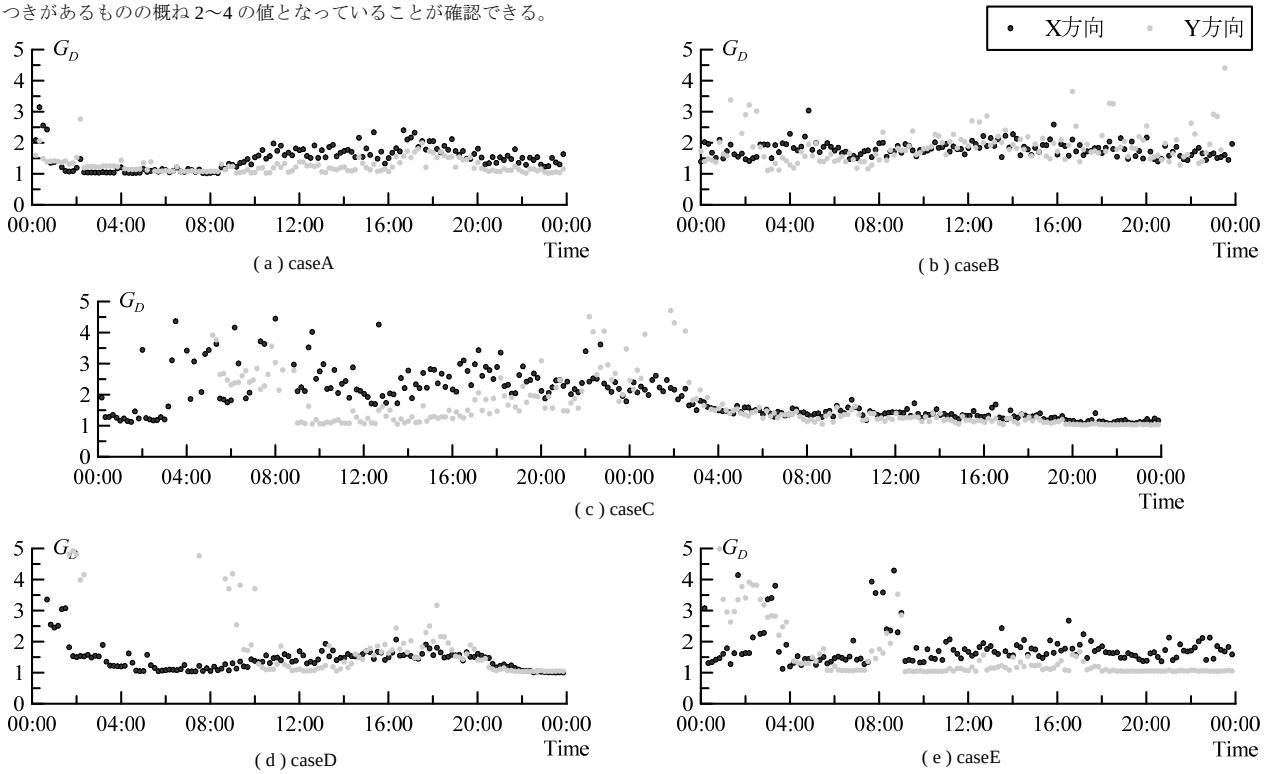


(a) caseA　(b) caseB　(c) caseC　(d) caseD　(e) caseE

附図 B　加速度最大値の時系列変化

附録 C　ガスト影響係数の時系列変化

附図 C に 10 分間毎の免震層変位の X および Y 方向のガスト影響係数 G_D（最大変位/平均変位）の時系列変化を示す。附図 C より，ガスト影響係数はばらつきがあるものの概ね 2～4 の値となっていることが確認できる。



附図 C　ガスト影響係数の時系列変化