

## 免震ダンパーの交換を考慮した超高層免震建物の維持管理計画手法の 確立に関する基礎的研究

### Fundamental Study on Establishment of Maintenance Planning Method in High Rise Seismic Isolated Building Considering Replacement of Seismic Isolation Dampers

佐藤大樹<sup>(1)</sup>・西嶋一欽・吉敷祥一<sup>(1)</sup>・馬橋聖生<sup>(2)</sup>・団栗直希<sup>(3)</sup>

Daiki SATO<sup>(1)</sup>, Kazuyoshi NISHIJIMA, Shoichi KISHIKI<sup>(1)</sup>, Sei MABASHI<sup>(2)</sup> and Naoki DANGURI<sup>(3)</sup>

(1) 東京工業大学未来産業技術研究所

(2) 東京工業大学大学院

(3) 京都大学大学院

(1) Laboratory for Future Interdisciplinary Research of Science and Technology, Tokyo Institute of  
Technology, Japan

(2) Graduate School, Tokyo Institute of Technology, Japan

(3) Graduate School, Kyoto University, Japan

#### Synopsis

As the seismic isolation buildings become taller, the fatigue assessment of seismic isolation dampers against wind force have been necessary. In this paper shows fundamental studies on establishment of maintenance planning method in high rise seismic isolated building considering replacement of seismic isolation dampers.

**キーワード:** 超高層免震, 台風, 維持管理計画, 疲労評価, ダンパー

**Keywords:** high rise seismic isolated building, typhoon, maintenance planning, fatigue evaluation, damper

#### 1. はじめに

免震構造は、阪神・淡路大震災以降に採用件数が増加し、現在では都市機能の中核を担う超高層建物にも採用されてきている。免震建物の免震層は建物と地盤の間に、地震を絶縁するためのアイソレータと地震エネルギーを吸収するダンパーで構成される。鋼材系のダンパーを採用した場合、ダンパーの塑性化による地震エネルギー吸収を効率良く行うために、ダンパーの降伏耐力を低く設計するほうが望ましい。一方で、部材の塑性化を許容する耐震設計とは異なり、建築物の耐風設計は建築物が弾性的に挙動することを前提としている。これは、風外力の継続時間が地震に比べて遙かに長い為、部材を塑

性化させた場合の疲労に対する研究が十分に進んでいないことが要因の一つとして挙げられる。そのため、風外力に対してダンパーが塑性しないように降伏耐力を高くする設計となり、それは免震構造がもつ本来の耐震性能を低下させていることを意味する。巨大地震だけでなく、巨大台風も発生する日本では、風外力に対してもダンパーの塑性化を許容することで、地震に対して免震構造本来の性能を発揮できる設計となる。しかし、長時間の繰返しによるダンパーの疲労損傷を判定し、交換時期を決定する手法が未だ確立されていない。そこで西嶋・佐藤(2015)は、免震装置の風荷重による設計・維持管理計画の枠組みを提示し、この枠組みの中で設計・維持管理計画を最適化するための不足している知見

を明確にした．例題の中で，この不足している知見についてモデリングの手法を提案し，変動風荷重による疲労累積の関数として，建物の破壊確率の変化を計算した．提案したモデリング手法によって建物の破壊確率等を計算できることを示すことで，今後の研究方針や実験によって集積すべきデータの形式などを明らかにした．

そこで本報では，西嶋・佐藤（2015）が示した，免震装置の風荷重による設計・維持管理計画を構築する際に不足している基礎的データの一部を蓄積するものである．

本報の構成を以下に示す．第2章では台風シミュレーションに基づき，100年および500年再現期間に対応する風速をもたらす台風の特徴を台風モデルパラメータと風向風速時刻歴に着目し検討する．第3章では2章で示された台風シミュレーション結果を用いて，超高層免震建物のモデルを用いた弾塑性時刻歴風応答解析を実施し，免震層に設置された鋼材ダンパーの疲労損傷評価を行う．その際，疲労損傷度のバラツキについても検討を行う．第4章では，実大規模のU字形鋼材ダンパー単体を対象に繰り返し載荷実験を行い，U字形鋼材ダンパーの損傷度と形状変化の関係を得る．

## 2. 強風ハザード適合台風

### 2.1 概要

本節では，100年および500年再現期間に対応する風速をもたらす台風の特徴を台風モデルパラメータと風向風速時刻歴に着目し検討する．このために，まず対象地点（東京と鹿児島）ごとに領域限定型確率台風モデルを作成する．次に，この確率台風モデルを用いてモンテカルロシミュレーションを行い，再現期間100年および500年に対応する最大風速を推定する．続いて，これらの最大風速をもたらす台風群をモンテカルロシミュレーションの結果から抽出する．最後に，このように抽出された台風の特徴を，風向風速時刻歴および確率台風モデルのパラメータに着目して考察する．

### 2.2 領域限定台風モデル

本研究では対象地点を中心とする半径500km以内の領域で台風シミュレーションを行う．領域内では台風は直線的に移動し，その間台風モデルのパラメータの値は変化しないモデル（領域限定台風モデル）を考える．領域限定台風モデルは対象地点ごとに作成する．Fig. 1に領域限定台風モデルの概念図およびモデルパラメータを示す．図に示すように，台風特性は最大風速半径  $R_m$ ，中心気圧  $P_c$ ，移動方向  $\theta$ ，移

動速度  $V$  およびエントリーポイント  $\alpha$  の5つのパラメータで特徴づけられる．ここで，角度は北が  $0^\circ$ ，反時計回りが正として定義する．移動方向は  $-180^\circ \sim 180^\circ$ ，エントリーポイントは  $0^\circ \sim 360^\circ$  で定義する．シミュレーションではこれらの5つのパラメータの相関も考慮する．また，年あたりに領域に入ってくる台風の個数は年平均発生（エントリー）回数  $\lambda$  のポアソン分布に従うと仮定する．

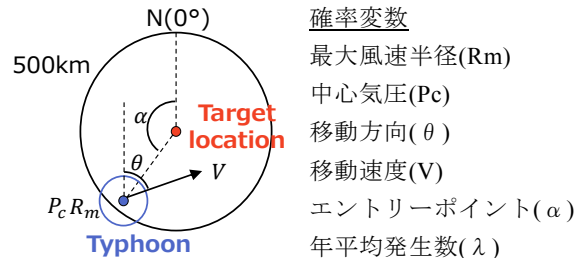


Fig. 1 Region-specific typhoon model and its parameters.

台風モデルパラメータの同時確率分布および年平均発生回数の推定には，気象庁ベストトラックデータに記録されている1991年から2015年までの過去25年分の台風データおよび気象官署における海面校正された気圧データを用いる．海面校正された気圧データは，気象庁ベストトラックデータに含まれていない最大風速半径を推定するために用いる．すなわち，海面校正された気圧データとベストトラックデータに含まれる中心気圧データに圧力場に関するモデルであるSchloemer（1954）の式

$$P(r) = P_c + \Delta P \exp\left(-\frac{R_m}{r}\right) \quad (1)$$

を最小二乗法によりフィッティングすることで最大風速半径  $R_m$  を推定する．ここで， $P(r)$  は台風の中心から距離  $r$  における海面校正気圧， $\Delta P$  は台風の影響を受けない場所での気圧と中心気圧との差である．

台風モデルパラメータの同時確率分布は以下の手順で推定する．まず，5つのパラメータのそれぞれの周辺確率分布をベストトラックデータおよび上記によって求めた最大風速半径を用いて推定する．推定には対象地点から500kmの地点に入る際のパラメータの値を用いる．次に，各パラメータの実現値に対して，Rosenblatt変換（例えばMelchers（1999）を参照）により標準正規分布に従う確率変数からの実現値に変換したのち，相関係数を推定する．各パラメータに対してRosenblatt変換した変数が，このようにして推定された相関係数を有する5変量正規分布に従うものとして，台風モデルパラメータの同時確率

分布を構成する。Fig. 2に東京および鹿児島を対象地点として、このようにして推定された台風モデルパラメータの周辺確率分布および相関係数を示す。合わせて、年平均発生回数の推定値も示す。

なお、台風によってもたらされる地上風速（標準的な条件：地上高さ10m, 粗度区分II（日本建築学会建築物荷重指針及び同解説（2015））における10分間平均風速）は、台風モデルのパラメータをMengら（1995）の風速場モデル、および粗度を考慮した風速の鉛直分布構造モデル、松井ら（1998）による平均化時間に関する考察を用いることで計算する。

$$u(r, \beta) = \frac{V \sin \beta - fr}{2} + \sqrt{\frac{V \sin \beta - fr}{2} + \frac{r}{\rho} \frac{\partial P(r)}{\partial r}} \quad (2)$$

式(2)において、 $\beta$ は台風の移動方向に対する対象地点の方向、 $f$ はコリオリパラメータ、 $\rho$ は空気密度である。

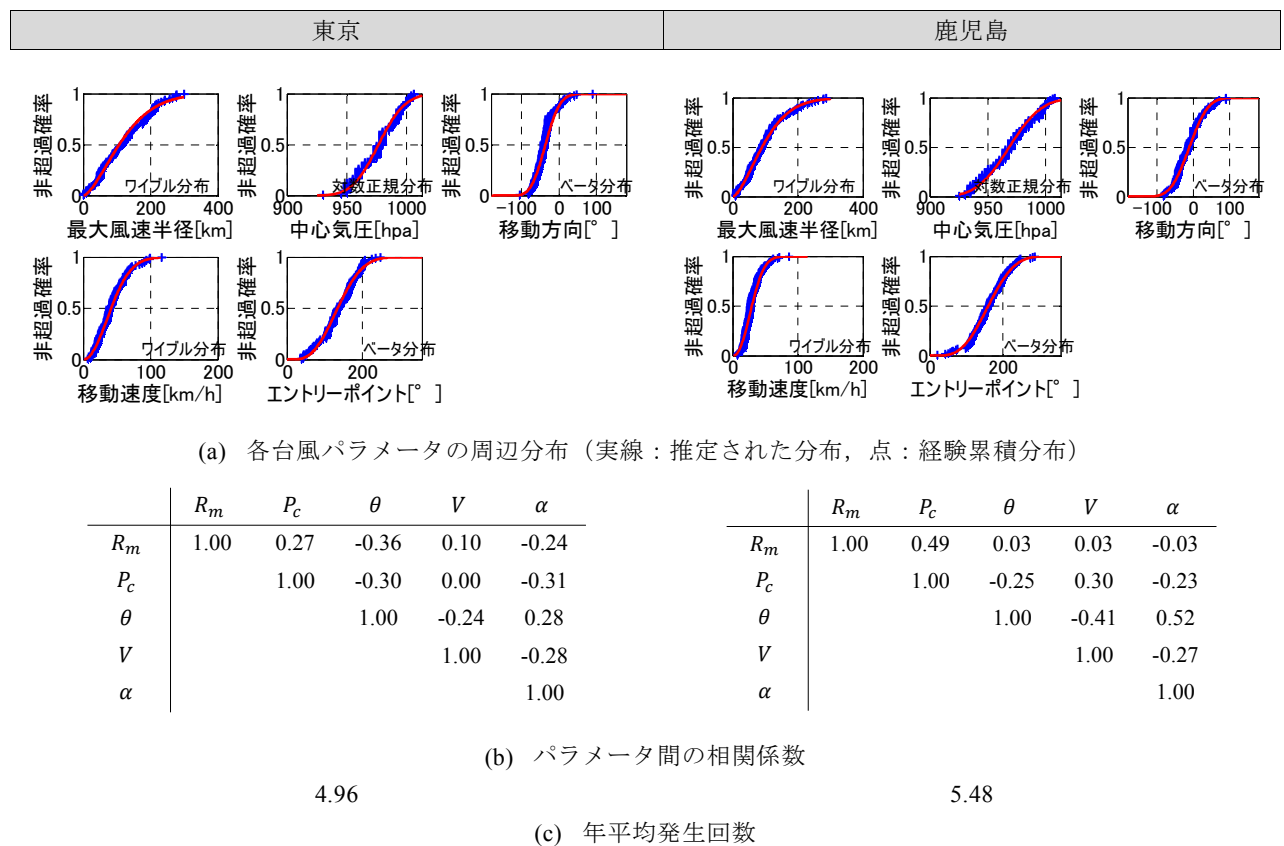


Fig. 2 Estimated marginal probability distributions, correlation coefficients and mean annual occurrence rates at Tokyo (left) and Kagoshima (right).

## 2.3 ハザード適合台風

前節で説明した台風モデルを用いて500,000年分に相当する台風をモンテカルロシミュレーションにより生成し、100年再現風速と500年再現風速を推定した。その結果をTable 1に示す。ある再現期間に対応する最大風速をもたらす台風を本研究ではハザード適合台風と呼ぶことにし、モンテカルロシミュレーションの結果からハザード適合台風を抽出した。抽出の際には、Table 1に示した値±0.2m/sの最大風速となる台風を抽出した。このようにして抽出されたハザード適合台風の個数をTable 2に示す。

Table 1 Wind speeds of 100 and 500-year return periods at Tokyo and Kagoshima

	東京	鹿児島
再現期間100年	37.1m/s	41.9m/s
再現期間500年	41.5m/s	46.8m/s

Table 2 Number of hazard-consistent typhoons extracted from the simulation for 100,500 years.

	東京	鹿児島
再現期間100年	656	611
再現期間500年	134	127

これらのハザード適合台風の特性を考察するために、台風の経路、風向風速時刻歴をプロット（ランダムに30個を抽出し描画）するとともに各台風パラメータの値のヒストグラムを作成した。その結果をFig. 3およびFig. 4に示す。

まず、東京における100年再現風速をもたらす台風（100年ハザード適合台風と呼ぶ）と500年再現風速をもたらす台風（500年ハザード適合台風と呼ぶ）を比較すると以下のことがわかる。

- ・ どちらのハザード適合台風に関しても、台風が対象地点を右に見ながら最大風速半径程度の距離をおいて通過する場合が多い。
- ・ どちらのハザード適合台風に関しても、強風継続時間（例えば20m/s以上の風速が継続する時間）にはおおきなばらつきがある。これらは、超苦節的には最大風速半径および移動速度のばらつきに起因する。
- ・ 500年ハザード適合台風では100年ハザード適合台風に対して、最大風速半径の値がより小さくなる傾向がある。これに対して、それ以外の台風パラメータの分布には大きな違いは見られない。

同様の傾向は鹿児島においてもみられる。

次に、東京と鹿児島の結果を比較すると以下の

ことがわかる。

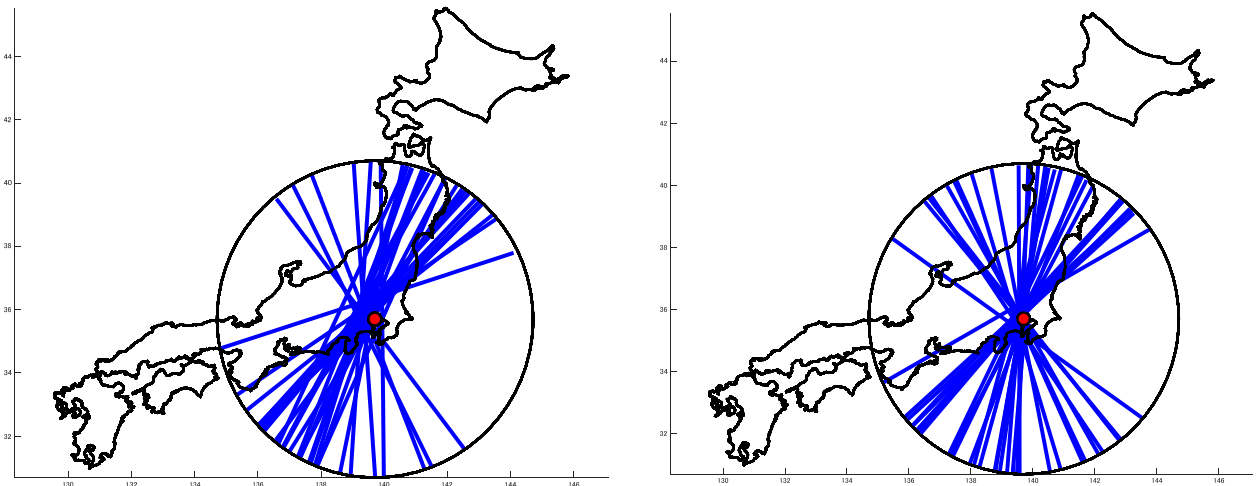
- ・ 鹿児島の場合は東京の場合に比べて、エントリーポイントのばらつきが大きい。これに伴い、風向時刻歴のばらつきが大きくなっている。
- ・ 鹿児島の場合は東京の場合に比べて、中心気圧、最大風速半径および移動速度が小さい傾向にある。すなわち、鹿児島においては最大風速を大きくする主因は低い中心気圧と小さな最大風速半径であり、これらが移動速度の小ささを補っていると解釈できる。一方、東京では大きな移動速度が大きい傾向にあり、最大風速を大きくする要因の一つとなっていると考えられる。

## 2.4 考察

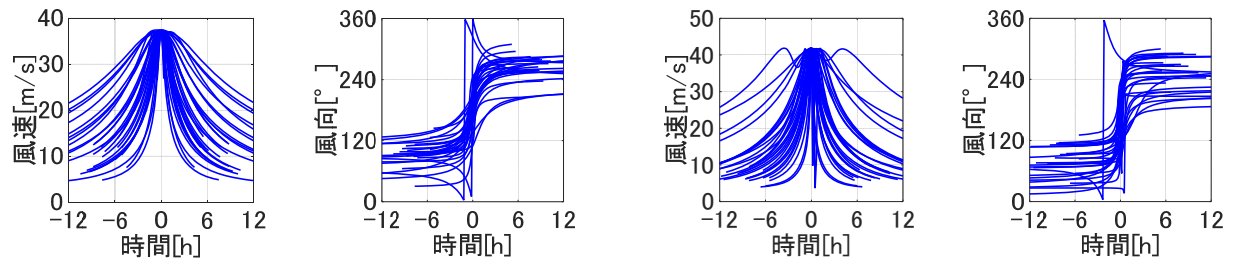
本節では、領域限定台風モデルを作成しハザード適合台風の特徴を分析した。その結果、100年あるいは500年再現風速をもたらす台風には、最大風速半径が30km程度のもものが多く含まれていることが明らかになった。また、他の台風パラメータについてもその値が極端に大きいものおよび小さいものが相当数含まれていた。これは台風モデルを構成するパラメータの分布を推定する際に上下限を設けなかったことに起因するが、このような極端な台風が気象学的に妥当なものであるか、特に確率分布を外挿している範囲（Fig. 2(a)でデータがない範囲）において今後検討する必要がある。また、最大風速半径は圧力場から間接的に推定したものを基礎にしているため、これらの推定値の妥当性についても検討が必要である。

100年再現風速をもたらす台風

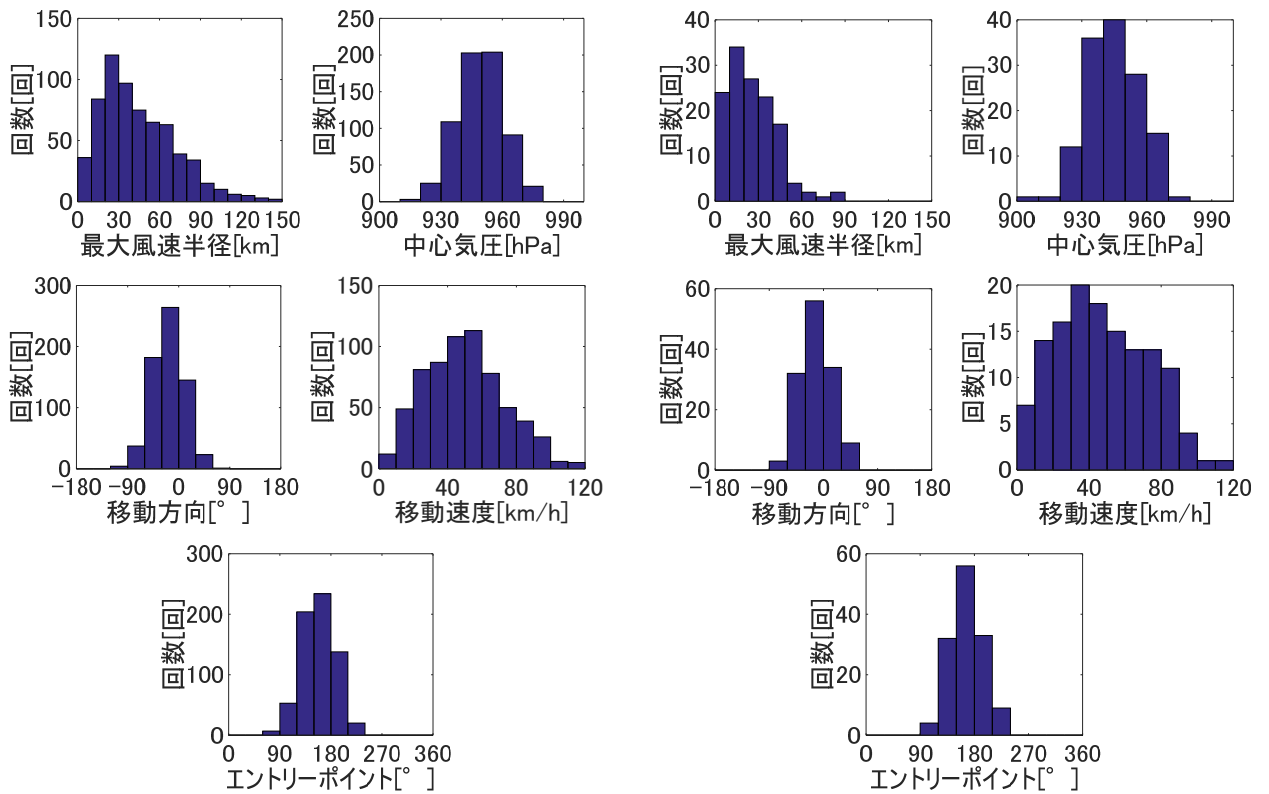
500年再現風速をもたらす台風



(a) 台風の経路



(b) 風向風速時刻歴



(c) 各確率変数の値のヒストグラム

Fig. 3 Hazard-consistent typhoons at Tokyo: 100-year (left) and 500-year (right) return wind speeds.

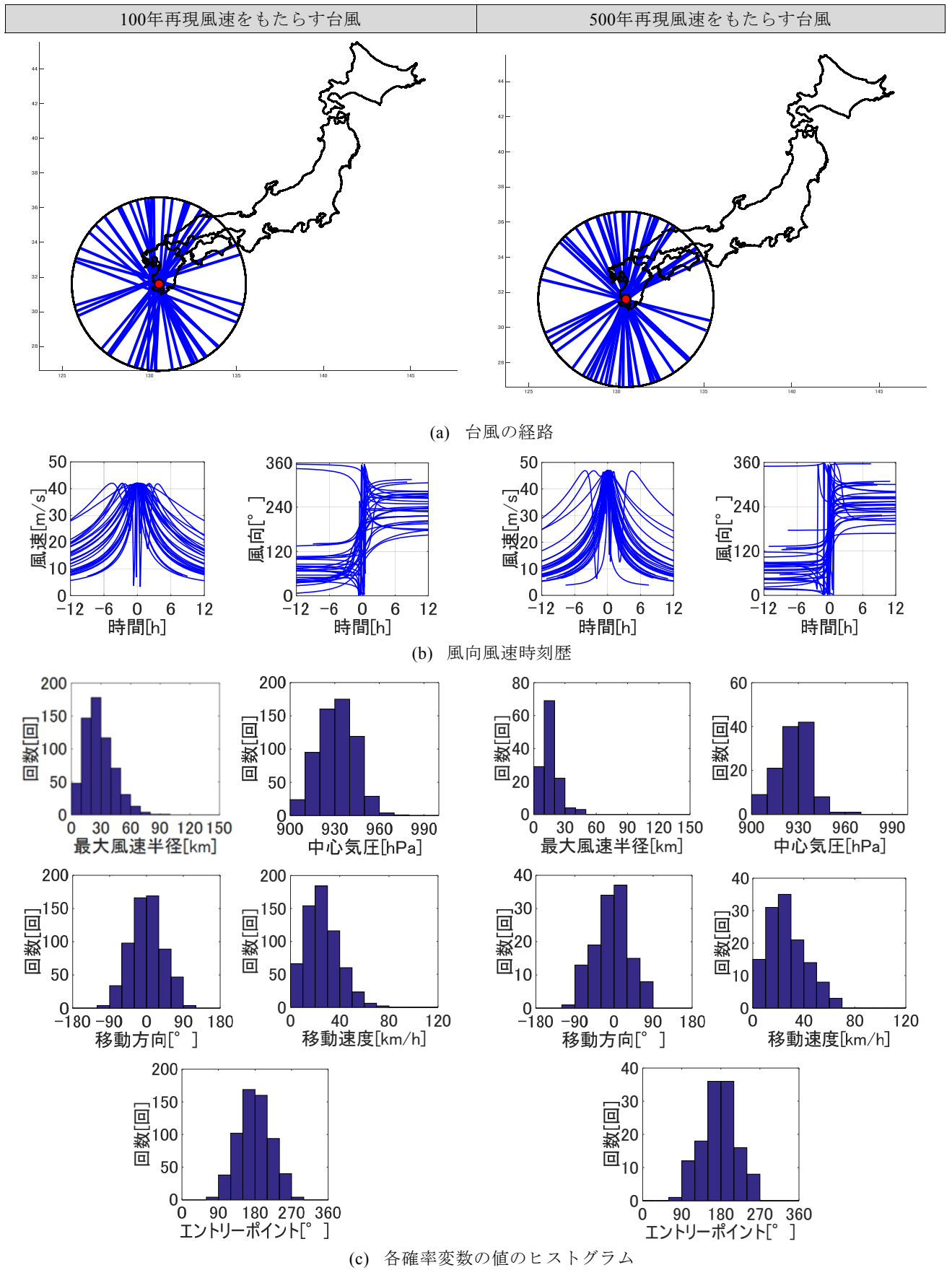


Fig. 4 Hazard-consistent typhoons at Kagoshima: 100-year (left) and 500-year (right) return wind speeds.

### 3. 時刻歴応答解析に基づく疲労損傷評価

#### 3.1 はじめに

最近では超高層建物にも免震構造が積極的に採用されるようになってきたと日本免震構造協会運営委員会 (2015) により報告されている。建物の高層化による風力の増大によって、免震層に設置された鋼材ダンパーの疲労損傷の評価が重要になってきている。鋼材ダンパーの疲労損傷度の評価方法として、免震層変形の時刻歴波形からレインフロー法 (日本構造協会, 2012, 遠藤・安在, 1981), 日本免震構造協会, 2015) を用い、ひずみ振幅とそのサイクル数をカウントし、マイナー則を用いて鋼材ダンパーの疲労損傷度 (以下,  $D$  値) を評価する方法 (吉敷ら, 2008) がある。

現在, 累積的な影響を受ける  $D$  値についても, 現行の耐風設計の考えに基づき, 最大荷重効果期待される最大平均風速発生時 10 分間における評価を基に等価継続時間を決定し設計が行なわれている。

(日本免震構造協会, 2012) しかし, 設計時の 10 分間評価の際に考慮すべき風向や等価継続時間の最適時間についてはあまり明らかとなっていない。また, 免震層変形に影響される  $D$  値では, 強風イベントや用いる風洞実験結果によってばらつきが発生することが懸念されている。

そこで本章では, 台風シミュレーションの結果を用い, 平均風速の変化形状・継続時間・風向をパラメータにとり時刻歴風応答解析を行ない, 免震層の最大応変形や  $D$  値の特性についてのアンサンブル結果を示す。

#### 3.2 検討用解析モデル概要

Fig. 5 に検討対象モデル (馬橋ら, 2018) の概要を示し, Table 3 に解析モデルの諸元を示す。解析モデルは, 超高層免震建物を対象とした高さ  $H = 100$  m の 11 質点せん断型モデルとし, 辺長比  $B/D = 1$  とした正方面積を有している。上部構造は, 1 次固有周期  $uT_0 = 2.5$  s, 建物密度  $u\rho = 250$  kg/m<sup>3</sup> の総重量  $uW = 98000$  kN とし, 重量は高さ方向に一樣であると仮定した。

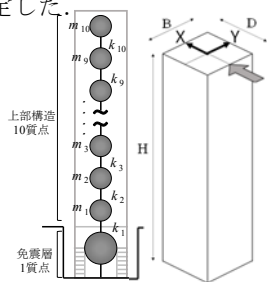


Fig. 5 Analysis model

Table 3 Analysis model specification

平面積	$A$	[m <sup>2</sup> ]	400
辺長比	$B/D$	[-]	1.0
高さ	$H$	[m]	100
上部構造	密度 $\rho_u$	[kg/m <sup>3</sup> ]	250
	1次固有周期 $T_u$	[s]	2.5
免震層	密度 $\rho_b$	[kg/m <sup>2</sup> ]	3644
	免震周期 $T_0$	[s]	6
ダンパー降伏せん断力係数	$\alpha_y$	[-]	0.04

Fig. 6 に上部構造の概要を示し, Fig. 7 にダンパー, アイソレーター, およびそれらを組み合わせた免震層の復元力特性を示す。上部構造の各層の剛性  $u k_i$  は, 1 次固有モードが直線となるように式 (3) により決定した (佐藤ら, 2009)。

$$u k_i = \frac{u s \omega^2 \cdot m_i \cdot \phi_i + u k_{i+1} (\phi_{i+1} - u s \phi_i)}{u s \phi_i - u s \phi_{i-1}} \quad (3)$$

ここで,  $u s \omega$ : 上部構造のみの  $s$  次固有円振動数 (=  $2\pi / T_u$ ),  $m_i$ :  $i$  層の質量,  $u s \phi_i$ : 上部構造  $i$  層の  $s$  次モードベクトルを表す。ただし,  $u k_{i+1} = 0$ ,  $u s \phi_0 = 0$  とする。

上部構造の構造減衰は上部構造の 1 次固有周期に対して  $h = 2\%$  の剛性比例型とし, 免震層には内部粘性を考慮しない。免震層は免震周期  $T_0 = 6.0$  s, 面密度  $\rho_b = 3644$  kg/m<sup>2</sup> の重量  $W_b = 14284.5$  kN とした。

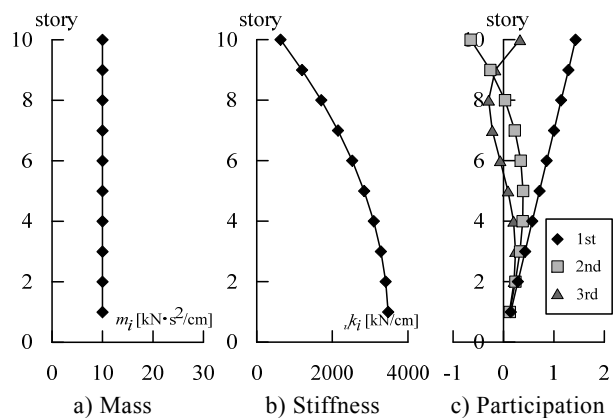


Fig. 6 Upper building characteristics

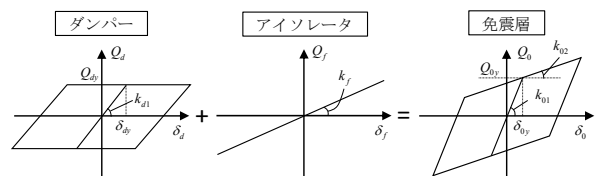


Fig. 7 Isolation layer restoring force

ここで, 免震層の諸元は式 (4) ~ (6) を用いて決定する。なお, ダンパーの 2 次剛性比は 0 としている。

$$Q_{dy} = (W_u + W_b) \cdot \alpha_{dy} \quad (4)$$

$$k_{d1} = Q_{dy} \cdot \delta_{dy} \quad (5)$$

$$k_f = \frac{4\pi^2(W_u + W_b)}{T_f \cdot g} \quad (6)$$

ここで、 $Q_{dy}$ : 免震層ダンパーの降伏耐力、 $W_u$ : 上部構造の重量、 $W_b$ : 免震層の重量、 $k_{d1}$ : ダンパーの初期剛性、 $\delta_{dy}$ : ダンパーの降伏変形 (=2.80cm)、 $\alpha_{dy}$ : ダンパー降伏せん断力係数 (=0.04)  $k_f$ : 免震層におけるアイソレータの1次剛性、 $g$ : 重力加速度を表す。

以上の結果を用いて免震層の1次剛性  $k_{01}$ 、2次剛性  $k_{02}$ 、降伏耐力  $Q_{0y}$  は式 (7)~(9)で算出される。

$$k_{01} = k_{d1} + k_f \quad (7)$$

$$k_{02} = k_f \quad (8)$$

$$Q_{0y} = k_{01} \cdot \delta_{dy} \quad (9)$$

### 3.3 入力風外力の概要

#### 3.3.1 強風イベントの風速変化時刻歴

解析モデルに入力する風外力は、台風シミュレーションを基に、東京都に発生が予測される強風イベントの中から、地上高さ10mの最大平均風速が再現期間500年相当のものに近いものを5つ用意し作成する。以下に、本解析で設定した再現期間500年相当の風速  $U_{500}$  (地表面粗度区分Ⅱ、地上高さ10m)を示す。

$$U_{500} = 40.0 \text{ [m/s]}$$

今回使用する強風イベントの時刻歴波形は、最大平均風速付近の継続時間が短いものと長いもの(以下、S500, L500)を各5サンプルずつ用意する。Fig. 8, 9に、台風シミュレーションより得られた頂部平均風速を、再現期間500年相当の10分間頂部平均風速  $U_H$ へ増幅させた時刻歴波形を示す。なお、10分間頂部平均風速  $U_H$ は式(10)より求めた。

$$U_H = U_{500} K_D K_S E_H \quad (10)$$

ここで、 $K_D$ : 風向係数 ( $K_D = 1$ )、 $K_S$ : 季節係数 ( $K_S = 1$ )、 $E_H$ : 風速の鉛直分布係数 (地表面粗度区分Ⅲに換算)

式(10)より求めた10分間頂部平均風速  $U_H$ の最大値を以下に示す。

$$U_{H \max} = 50.41 \text{ m/s}$$

ここで、本解析では台風の発生から終了までの全時刻の内、地上高さ10mにおける風速が10m/sより大きくなった時刻から10m/sを下回った時刻までを一つの強風イベントと定義している。

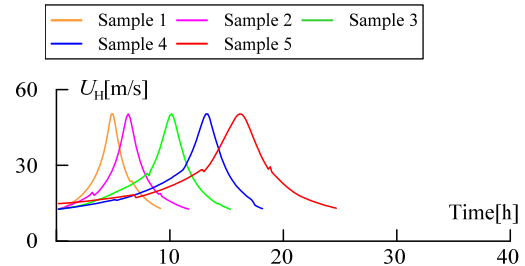


Fig. 8 Average wind speed time history of S500 at  $H = 100\text{m}$

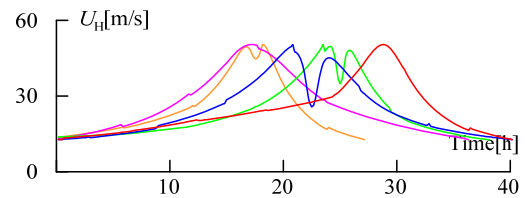


Fig. 9 Average wind speed time history of L500 at  $H = 100\text{m}$

#### 3.3.2 強風イベントの風向変化時刻歴

Fig. 10, 11に、台風シミュレーションより得られた風向変化の時刻歴波形と本解析に用いるため置換した後の風向変化の時刻歴波形を示す。

本解析では、台風シミュレーションより得られた風向を、風洞実験を行なった風向(3.3.3節参照)に置換する。この際、各刻みの角度から正負11.5°の範囲における風向をその範囲の支配角度へと置換 (Fig. 12 参照) し、置換後の風向における風洞実験の結果を用いて風外力を作成している。

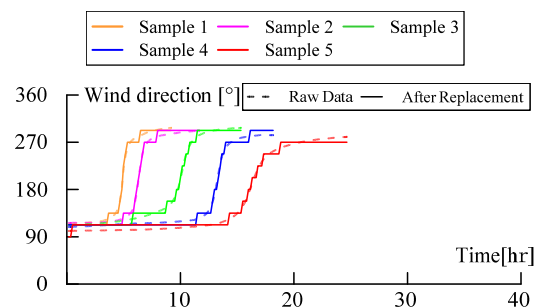


Fig. 10 Wind direction time history of S500



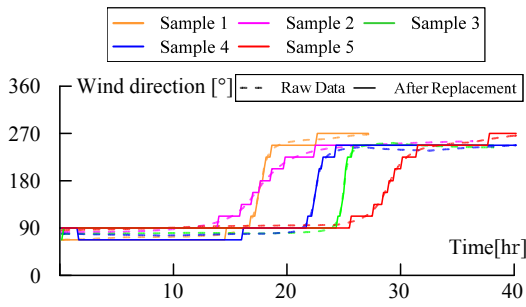


Fig. 11 Wind direction time history of L500

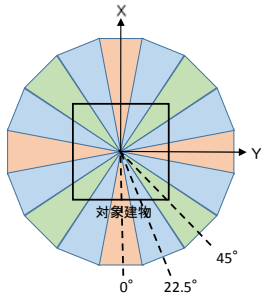


Fig. 12 Method of replacement of wind

### 3.3.3 風洞実験概要

構造物に作用する風外力を作成する際、台風シミュレーションの結果と併用し、風洞実験結果（丸川比ら，2010）を用いた。Photo. 1 に風洞実験の概要を示す。実験気流は「建築物荷重指針・同解説」の地表面粗度区分Ⅲの気流を目標に作成されたものである。解析モデルと実験模型の縮尺は 1/200 となる。計測はサンプリング周波数 1000Hz で行なった。風向は建物の X 方向（Fig. 5 参照）に正対する角度を 0°とする。風力は時計回りに 22.5°ごとに X, Y 方向それぞれ計 528000 個のデータを 2 回に分けて計測されている。本報では、検討用風力波形は 0.05s 刻みで作成した。また、1 波あたり 10 分間相当のデータを作成するため 12000 個のデータを一つのユニットとして、10 波のデータにわけて使用した。



Photo 1 Wind tunnel experiment outline

- ・縮尺 1/200
- ・サンプリング周波数 1000Hz
- ・アナログフィルタ 400Hz
- ・頂部高さの実験風速 10m/s
- ・地表面粗度区分Ⅲ
- ・10 層分計測

### 3.3.4 長時間風外力の作成方法

風外力は、風洞実験結果 1 ユニット（3.3.3 節、前述）あたり、10 分間の風外力を作成する。10 分間相当の風力データから台風のように長時間の風外力を作成する場合、風洞実験に基づいた異なる時間、風向の風力波形を繋げる必要が生じる。このとき、不

連続な接続により特異な応答が生じないように、10 分間の風力波形の最後尾付近の波形と始まりの部分とを式(11)、(12)に示すような三角関数  $\zeta(t)$  を 50 秒間分（1000 ステップ）乗じて重ね合わせることで、それぞれの風力波形の負担率を徐々に変化させながら繋いでいる（Fig. 13 参照）（鈴木ら，2011）。また、解析開始時および終了時における過渡応答を避けるため、強風イベントの各風力波形の先頭および最後尾 50 秒間に式(11)、(12)に示す三角関数  $\zeta(t)$  を乗じることでエンベロープを設けた（佐藤ら，2009）。

$$\zeta(t) = \frac{1}{2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{T_{\zeta}} t \right) \quad (t = 0 \sim T_{\zeta}) \quad (11)$$

$$\zeta(t) = \frac{1}{2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{T_{\zeta}} (T_{end} - T_{\zeta} - t) \right) \quad (t = \{T_{end} - T_{\zeta}\} \sim T_{end}) \quad (12)$$

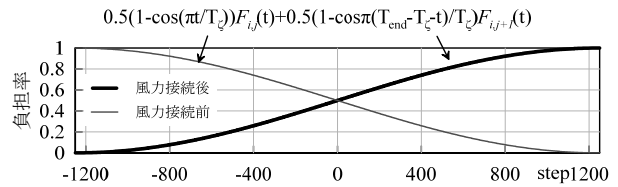
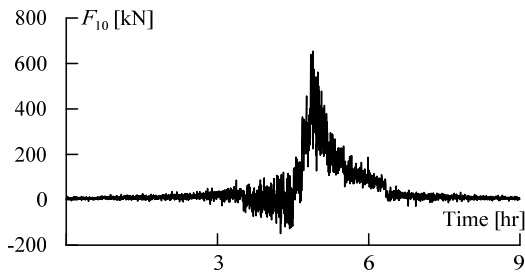


Fig. 13 Definition of the burden rate of wind power

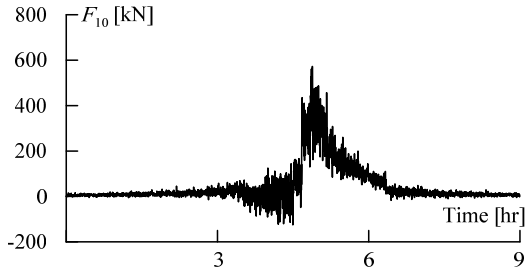
ここで、本解析では強風イベントの最大平均風速発生時 10 分間において風向を固定した場合、強風イベント全時刻において同一の風向に設定した場合、台風シミュレーションの風向変化に基づき風向を変化させ、最大平均風速時における 10 分間の風向を任意の風向に設定する場合の 3 ケースの風外力を作成する。Table 4 に、それぞれの解析条件を示す記号の一覧を示す。また、本解析では、下表に示している、10 series では 10 波、A series、M series では 5 波作成しアンサンブル結果を示している。Fig. 14、15 に本解析で作成した風外力の時刻歴波形の一例を示す。ここでは例として、S500-M\_000-Sample 1 の頂部風外力を示す。

Table 4 Wind direction

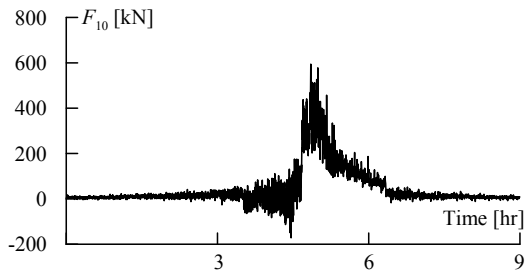
10 series	10 000	10分間0°固定
	10 225	10分間22.5°固定
A series	10 450	10分間45°固定
	A 000	全時刻0°固定
	A 225	全時刻22.5°固定
M series	A 450	全時刻45°固定
	M 000	最大風速時0°
	M 225	最大風速時22.5°
	M 450	最大風速時45°



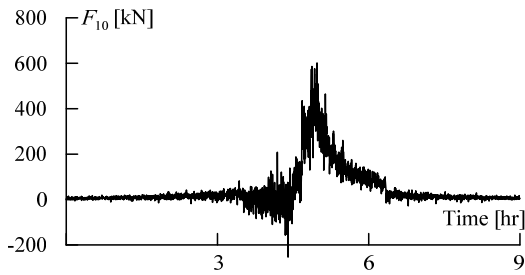
a) Wave 1



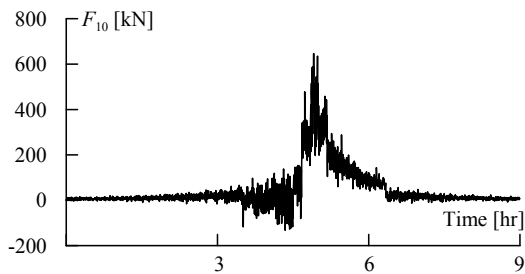
b) Wave 2



c) Wave 3

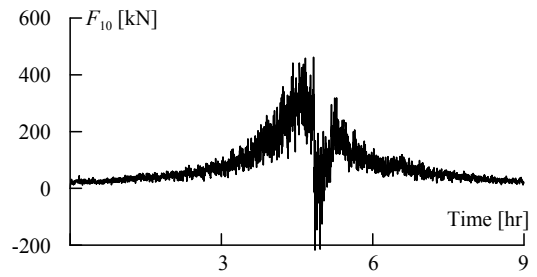


d) Wave 4

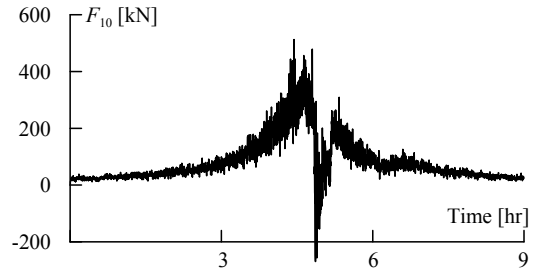


e) Wave 5

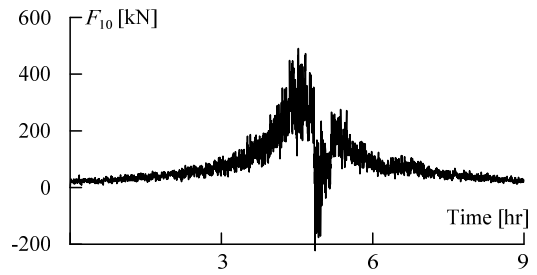
Fig. 14 Wind power time history at 10th story of S500 - M\_000 - Sample 1 (x direction)



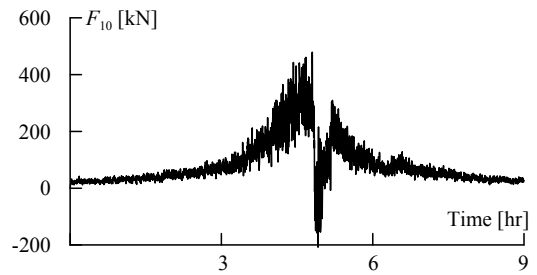
a) Wave 1



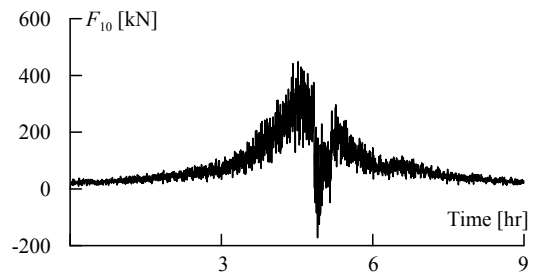
b) Wave 2



c) Wave 3



d) Wave 4



e) Wave 5

Fig. 15 Wind power time history at 10th story of S500 - M\_000 - Sample 1 (y direction)

### 3.4 時刻歴風応答解析結果

#### 3.4.1 免震層最大変形

Fig. 16, 17 に, 免震層応答の時刻歴波形を示す.

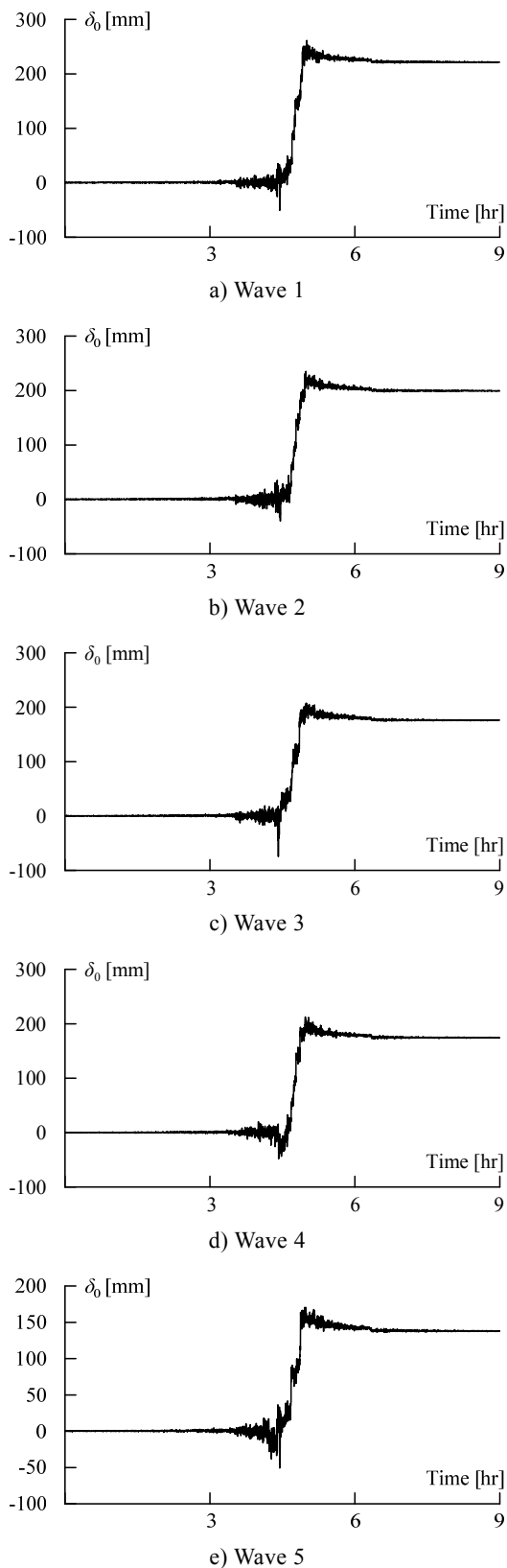


Fig. 16 Displacement of isolated layer of S500 - M\_000 - Sample 1 (x direction)

ここでは例として, S500 - M\_000 - Sample 1 の解析結果を示す.

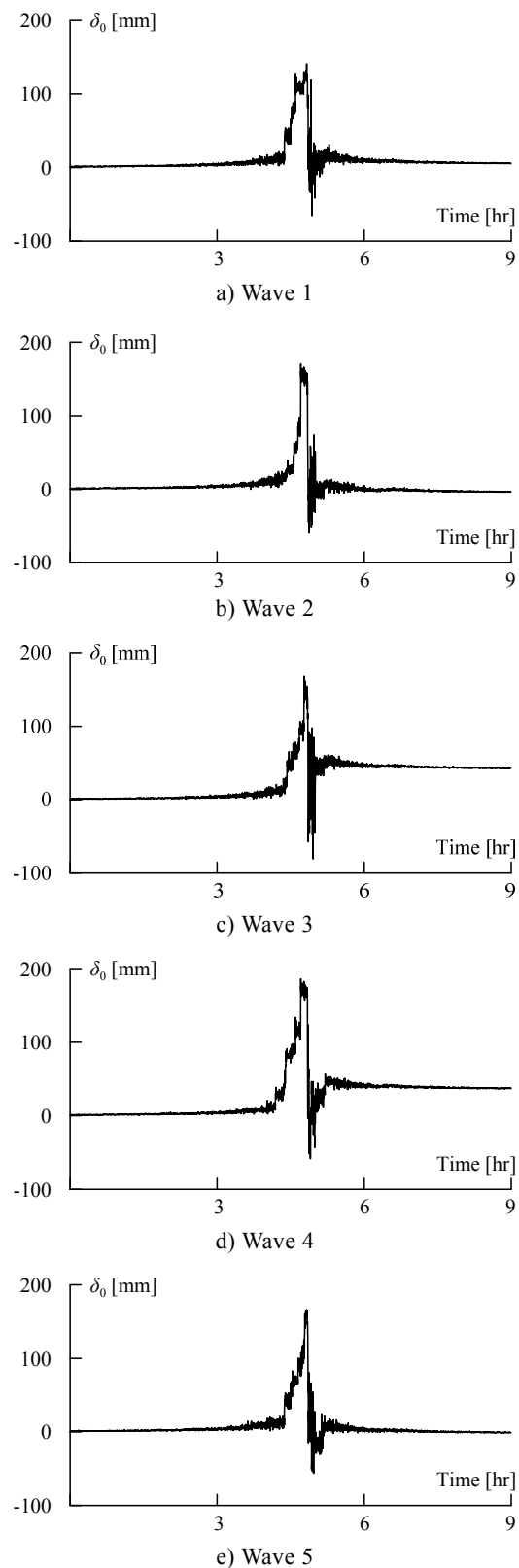


Fig. 17 Displacement of isolated layer of S500 - M\_000 - Sample 1 (y direction)

Table 5 ~ 7 に, 各解析条件における免震層最大

変形  $\delta_{0max}$  を示し、Fig. 18 に、A series と M series における免震層最大変形の比較図を示す。

Table 5~7 より、最大平均風速時における 10 分間の免震層最大変形は x 方向、y 方向ともに風向を  $0^\circ$  とした場合が最大値を示す傾向にあることが確認できる。一方で、風向を同一風向に固定した場合 (A series) では、x 方向においては 10 series 同様に風向を  $0^\circ$  とした場合が全サンプルにおいて最大値を示しているが、y 方向においては風向を  $45^\circ$  とした場合で最大値を示す傾向となることが確認できる。このことから、強風イベントの継続時間は免震層変形の最大値が示される風向に影響すると思われる。継続時間が長くなると、x 方向では風向が  $0^\circ$ 、y 方向では風向が  $45^\circ$  の場合に免震層変形の最大値が現れると考えられる。これに加え、台風シミュレーションの風向変化を考慮した場合 (M series) においても、A series と同様の傾向が示されており、x 方向では最大平均風速時における風向を  $0^\circ$  とした場合、y 方向では最大平均風速での風向を  $45^\circ$  とした場合に免震層変形の最大値が現れる傾向があることが確認できる。

これより、実強風イベントにおける免震層最大変形が現れる風向を考える場合、10 分間における評価では適切な風向を決定することはできないと考えられる。また、本解析に用いた強風イベントの継続時間 (9~40 時間) 程度の強風イベントにおいては、x 方向では  $0^\circ$ 、y 方向では  $45^\circ$  の風向からの外力による免震層変形が最大値を示すことを考慮する必要がある。

Fig. 18 より、A series と M series の免震層最大変形を比較すると、x 方向ではほとんどの場合において A\_000 における値が最大となるため、全時刻において同一風向  $0^\circ$  とした場合の免震層最大変形を見込めば安全側に評価することができると考えられる。一方で y 方向では、強風イベントにより最大変形を示す解析条件が異なり一定の傾向を確認することは難しいと考えられる。しかし、x 方向の最大変形に対し、y 方向の最大変形は小さいため、x 方向における最大変形を考慮することで両方向において安全側に評価をすることができる。

Table 5  $\delta_{0max}$  of 10 series

Case	x-direction			y-direction		
	10 000	10 225	10 450	10 000	10 225	10 450
Wave 1	270	197	130	121	64	149
Wave 2	225	147	131	112	65	103
Wave 3	190	193	160	110	136	138
Wave 4	288	157	160	165	107	161
Wave 5	286	218	54	155	77	150
Wave 6	258	148	94	146	86	117
Wave 7	255	211	123	161	115	148
Wave 8	239	135	123	177	76	144
Wave 9	217	180	144	200	109	173
Wave 10	177	149	157	114	74	101
Ave	241	174	128	146	91	138
C.V.	0.15	0.16	0.25	0.20	0.25	0.17

Table 6  $\delta_{0max}$  of A series

		x direction			y direction		
		A_000	A_225	A_450	A_000	A_225	A_450
S500	Sample 1	262	210	170	178	119	190
	Sample 2	289	211	150	156	104	198
	Sample 3	303	202	171	160	112	177
	Sample 4	316	231	164	184	116	196
	Sample 5	318	212	192	185	126	196
L500	Sample 1	328	228	181	179	124	216
	Sample 2	351	259	192	188	133	221
	Sample 3	341	214	187	186	125	197
	Sample 4	323	235	172	168	125	200
	Sample 5	345	254	188	180	128	227

Table 7  $\delta_{0max}$  of M series

		x direction			y direction		
		M_000	M_225	M_450	M_000	M_225	M_450
S500	Sample 1	224	207	208	179	118	186
	Sample 2	253	251	170	138	142	196
	Sample 3	282	245	209	149	149	160
	Sample 4	271	212	165	184	202	266
	Sample 5	271	257	200	173	173	233
L500	Sample 1	292	235	193	187	292	280
	Sample 2	304	308	256	174	190	282
	Sample 3	335	247	216	186	145	195
	Sample 4	323	242	220	168	126	200
	Sample 5	293	290	211	172	211	270

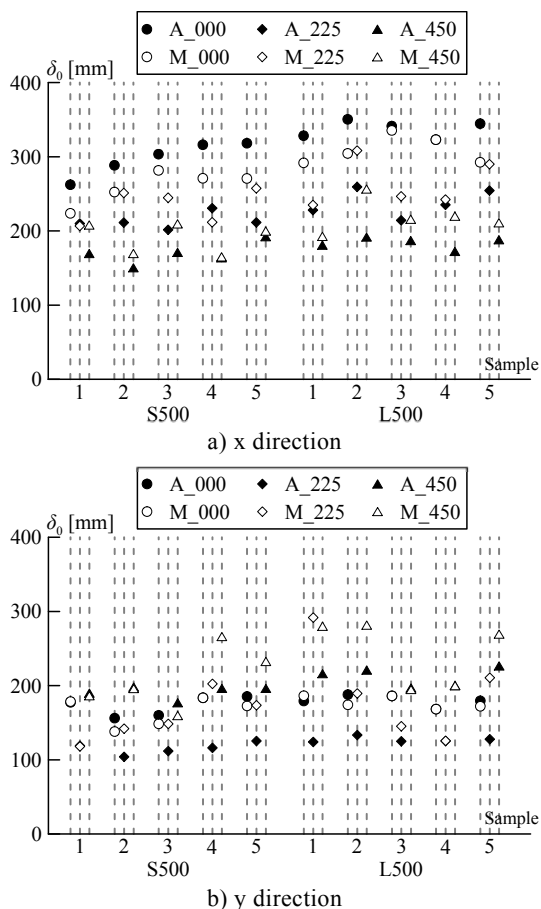


Fig. 18  $\delta_{0max}$  comparison of A series and M series

ここで、Table 8 に 10 series の各風向における免震層最大変形に対する A series の各風向における免震層最大変形の倍率を示す。Table 8 より、x 方向、y 方向ともに全サンプルにおいて値が 1.0 を上回っていることが確認できる。これより、免震層最大変形に関して、風外力が継続的に作用する場合、最大平均風速時における 10 分間の値を上回り、その倍率は約 1.1 ~ 1.7 倍程度であることが確認できる。そのため、x 方向において、最大平均風速時における 10 分間評価を用いて強風イベント全体における免震層最大変形を予測する場合、全風向の中で最大値が期待される、風向を 0°とした場合の 10 分間評価の値の約 1.5 倍程度を見込むことで安全側の評価が期待できると考えられる。また、その値は y 方向においても安全側の値となると考えられる。

Table 8  $\delta_{0max}$  of A series divided by 10 series

a) x direction

		x-direction		
		A_000 / 10_000	A_225 / 10_225	A_450 / 10_450
S500	Sample 1	1.09	1.21	<b>1.33</b>
	Sample 2	1.20	<b>1.22</b>	1.18
	Sample 3	1.26	1.16	<b>1.34</b>
	Sample 4	1.31	<b>1.33</b>	1.28
	Sample 5	1.32	1.22	<b>1.51</b>
L500	Sample 1	1.36	1.31	<b>1.42</b>
	Sample 2	1.46	1.49	<b>1.50</b>
	Sample 3	1.42	1.23	<b>1.46</b>
	Sample 4	1.34	<b>1.35</b>	1.35
	Sample 5	1.43	1.47	<b>1.47</b>

b) y direction

		y-direction		
		A_000 / 10_000	A_225 / 10_225	A_450 / 10_450
S500	Sample 1	1.22	1.31	<b>1.37</b>
	Sample 2	1.07	1.14	<b>1.43</b>
	Sample 3	1.10	1.23	<b>1.28</b>
	Sample 4	1.26	1.28	<b>1.42</b>
	Sample 5	1.27	1.38	<b>1.42</b>
L500	Sample 1	1.23	1.37	<b>1.56</b>
	Sample 2	1.29	1.47	<b>1.60</b>
	Sample 3	1.27	1.37	<b>1.42</b>
	Sample 4	1.15	1.38	<b>1.45</b>
	Sample 5	1.23	1.40	<b>1.64</b>

### 3.4.2 累積損傷評価

Table 9 ~ 11 に、各解析条件における免震ダンパーの D 値を示し、Fig. 19 に、A series と M series における D 値の比較図を示す。ここでは、A series、M series の疲労損傷度は x 方向と y 方向の値の合計値を示している。

Table 9 D value of 10 series

Case	x-direction			y-direction		
	10_000	10_225	10_450	10_000	10_225	10_450
Wave 1	<b>0.003</b>	0.002	0.002	<b>0.032</b>	0.006	0.002
Wave 2	<b>0.003</b>	0.001	0.001	<b>0.027</b>	0.006	0.001
Wave 3	0.001	0.002	<b>0.002</b>	<b>0.033</b>	0.008	0.001
Wave 4	<b>0.003</b>	0.001	0.003	<b>0.049</b>	0.006	0.002
Wave 5	<b>0.004</b>	0.003	0.000	<b>0.042</b>	0.006	0.002
Wave 6	<b>0.003</b>	0.001	0.001	<b>0.041</b>	0.006	0.002
Wave 7	<b>0.004</b>	0.002	0.002	<b>0.040</b>	0.007	0.002
Wave 8	<b>0.004</b>	0.001	0.001	<b>0.038</b>	0.007	0.003
Wave 9	<b>0.002</b>	0.002	0.002	<b>0.059</b>	0.008	0.003
Wave 10	0.001	0.001	<b>0.002</b>	<b>0.031</b>	0.007	0.001
Ave	<b>0.003</b>	0.002	0.002	<b>0.039</b>	0.007	0.002
x+y				<b>0.042</b>	0.009	0.003

Table 10 D value of A series

		A_000	A_225	A_450
S500	Sample 1	<b>0.16</b>	0.02	0.01
	Sample 2	<b>0.20</b>	0.03	0.01
	Sample 3	<b>0.25</b>	0.03	0.01
	Sample 4	<b>0.25</b>	0.04	0.02
	Sample 5	<b>0.41</b>	0.05	0.03
L500	Sample 1	<b>0.65</b>	0.09	0.04
	Sample 2	<b>0.93</b>	0.14	0.06
	Sample 3	<b>0.67</b>	0.09	0.03
	Sample 4	<b>0.63</b>	0.07	0.03
	Sample 5	<b>0.64</b>	0.09	0.04

Table 11 D value of M series

		M_000	M_225	M_450
S500	Sample 1	<b>0.069</b>	0.022	0.068
	Sample 2	<b>0.063</b>	0.058	0.052
	Sample 3	<b>0.086</b>	0.060	0.076
	Sample 4	<b>0.111</b>	0.084	0.093
	Sample 5	0.117	0.139	<b>0.151</b>
L500	Sample 1	0.193	0.166	<b>0.296</b>
	Sample 2	0.246	0.346	<b>0.372</b>
	Sample 3	<b>0.425</b>	0.210	0.103
	Sample 4	<b>0.446</b>	0.177	0.126
	Sample 5	0.180	<b>0.261</b>	0.245

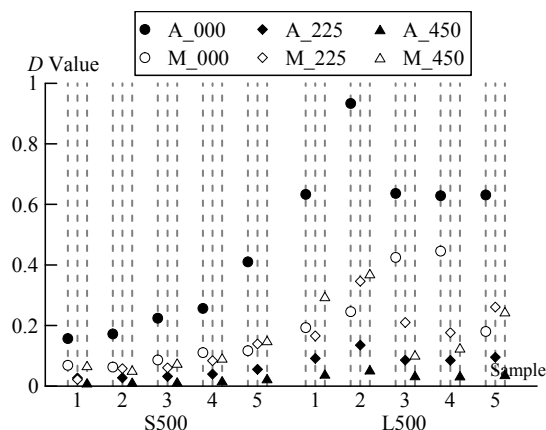


Fig. 19 D value comparison of A and M series

Table 9 ~ 11 より、D 値については、10 series、A series の両解析条件において風向 0°の場合において最大値を示していることが確認できる。一方で M series については、最大値を示す風向に一定の傾向は示されず、強風イベントにより全ての風向で最大値を示すことを確認した。

Fig. 19 より、全サンプルにおいて A\_000 が D 値の最大値を示しており、風向変化を考慮した M

series の場合、最大平均風速時の風向に依存せず、サンプルにより  $D$  値の大小関係が変化していることが確認できる。また、S500 においては、ほとんどのサンプルにおいて、強風イベントの継続時間の増大に伴い  $D$  値も増大しているが、L500 ではあまり増大が大きくないことが確認できる。

### 3.4.3 等価継続時間

Table 12 に 10\_000 における  $D$  値に対する A series の各風向における  $D$  値の倍率を示し、Table 13 に 10\_000 における  $D$  値に対する M series の各風向における  $D$  値の倍率を示す。Table 12 より、 $D$  値が最大値を示す風向  $0^\circ$  における強風イベント全時刻での  $D$  値は 10 分間評価の約 4 ~ 22 倍程度であることが確認できる。一方で Table 13 より、風向変化を考慮した場合の強風イベント全時刻での  $D$  値は 10 分間評価の約 1.5 ~ 11 倍程度であることが確認できる。

これより、最大平均風速時における 10 分間の疲労損傷度評価を用いた等価継続時間に関して、実強風イベントを想定した平均風速変化・風向変化を考慮すると、最大で 110 分程度で等価な値を得られると考えられ、これに安全率を見込んだ値を提案する必要があると考えられる。

Table 12  $D$  value of A series divided by 10\_000

		A 000 / 10 000	A 225 / 10 000	A 450 / 10 000
S500	Sample 1	3.9	0.5	0.2
	Sample 2	4.7	0.6	0.3
	Sample 3	5.9	0.8	0.4
	Sample 4	6.0	0.9	0.5
	Sample 5	9.7	1.3	0.6
L500	Sample 1	15.4	2.1	0.9
	Sample 2	22.1	3.3	1.4
	Sample 3	16.0	2.2	0.8
	Sample 4	15.1	1.7	0.7
	Sample 5	15.2	2.1	1.0

Table 13  $D$  value of M series divided by 10\_000

		M 000 / 10 000	M 225 / 10 000	M 450 / 10 000
S500	Sample 1	1.6	0.5	1.6
	Sample 2	1.5	1.4	1.2
	Sample 3	2.1	1.4	1.8
	Sample 4	2.6	2.0	2.2
	Sample 5	2.8	3.3	3.6
L500	Sample 1	4.6	3.9	7.0
	Sample 2	5.8	8.2	8.8
	Sample 3	10.1	5.0	2.5
	Sample 4	10.6	4.2	3.0
	Sample 5	4.3	6.2	5.8

### 3.5 まとめ

本章では、超高層免震建物などに風荷重が作用した際の免震ダンパーの応答特性を把握することを目的とし、検討対象建物の解析モデル、台風シミュレーションを基に風外力を作成しアンサンプル結果を示した。以下に、本報で得られた知見を示す。

- 最大平均風速 10 分間における免震最大変形を示す風向は強風イベント全時刻における免震最大変形を示す風向とは異なる。10 分間では x 方向、y 方向ともに  $0^\circ$  であったが、全時刻では x 方向で  $0^\circ$ 、y 方向で  $45^\circ$  とした場合に免震層変形の最大値が示される。
- A series と M series の各風向における免震層最大変形を比較すると、x 方向における A\_000 が最も大きな値を示す。
- A series の免震層最大変形と M series の免震層最大変形を比較すると、1 ~ 7 割程度 M series の免震層最大変形の方が大きくなる傾向を確認した。
- 10 series と A series の  $D$  値ではどちらも、風向が  $0^\circ$  の場合が他の風向に比べ最大値を示すのに対し、M series では強風イベントにより結果にばらつきが生じ、一定の傾向が確認されなかった。
- A series の  $D$  値より強風イベントの等価継続時間を求めると、風向変化を考慮しない場合で最大 220 分、風向変化を考慮する場合で最大 110 分となることが確認できた。

## 4. 免震構造用 U 字形ダンパーの形状変化に基づく累積損傷度の評価方法

### 4.1 目的

U 字形鋼材ダンパーは、免震構造用のエネルギー吸収（減衰）部材として広く用いられており、水平 1 方向および 2 方向の繰り返し変形性能に関する評価方法も構築されている（吉敷ら、2008、2012）。

一方、近年は地震時だけでなく、強風時にもその効果を期待する設計も可能となってきており、それらの累積損傷度を簡便に判断できる手法の構築も求められている。U 字形鋼材ダンパーは、その特徴的な形状から塑性変形に伴って残留変形（形状変化）が生じ、その形状変化を利用した損傷度評価が検討されている（応答制御建築物調査委員会、2014）。

本章では、実大規模の U 字形鋼材ダンパー単体を対象とした繰り返し載荷実験を行い、U 字形鋼材ダンパーの累積損傷度と形状変化の関係を得て、両者の相関を利用した累積損傷度の評価方法を検討する。

## 4.2 実験の概要

### 4.2.1 試験体

試験体は実大規模のU字形鋼材ダンパー（以後、単にUダンパーという）である。試験体の形状及び諸元をFig. 20に示す。

実験因子は、水平変形的全振幅を試験体高さで除した平均せん断変形角 $\gamma_t$  (Fig. 21)であり、110%、70%、55%、25%の4種類を用意した。ここで全振幅とは、正側と負側の変形の絶対値和を意味する。また、同じ全振幅であっても正負の偏りにより、両振幅と形振幅の2種類を用意した。両振幅は正負で対称な変位振幅であり、例えば110%であれば、 $\pm 55\%$ として与える。

一方の片振幅とは、両振幅55%についてのみ用意し、具体的には正側を55%、負側を0%としたものである。試験体一覧をTable 14に示す。

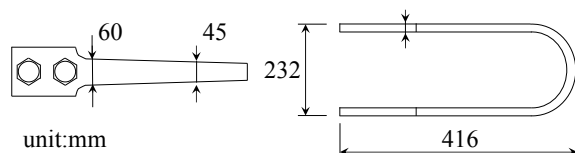


Fig. 20 Detail of specimen (U-shaped damper)

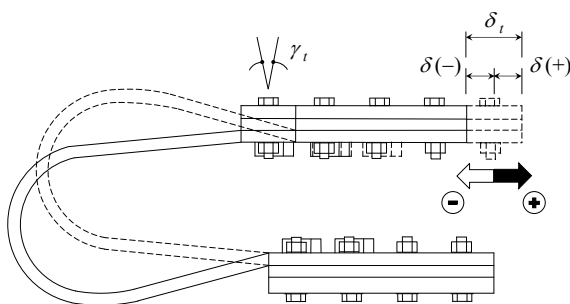


Fig. 21 Definition of total deformation

Table 14 List of specimens and results

Spec.No.	$\gamma_t$ [%]	$\gamma_{(+)}$ [%]	$\gamma_{(-)}$ [%]	$N_f$
1	110	+55	-55	128
2	70	+35	-35	312
3	55	+27.5	-27.5	418
4	55	+55	0	302
5	25	+12.5	-12.5	1381

### 4.2.2 载荷方法

実験装置をFig. 22に示す。試験体は下端を反力治具に固定し、上端は加力治具を介してアクチュエータに接続している。実験は、平行移動装置に支持されたアクチュエータにより、試験体が破断に至るまで強制変形を繰り返し与える。载荷はsin波により与え、载荷速度は十分に遅いものとして平均速度が4mm/s以下となるように決定した。

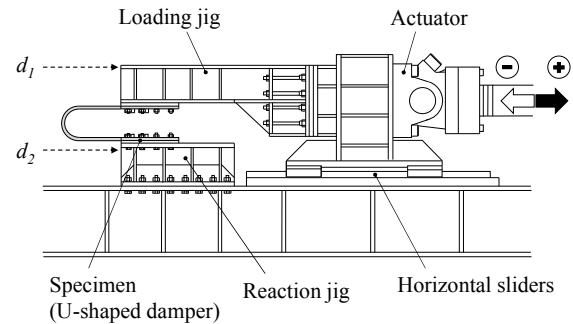


Fig. 22 Test setup

### 4.2.3 計測計画

実験中は、アクチュエータに内蔵されたロードセルより荷重を得る。また、Fig. 22中に示すように加力治具と反力治具の水平変位 $d_1$ 、 $d_2$ をワイヤー変位計により計測し、両者の差分を試験体の水平変形 $\delta$ とする。この水平変形を試験体高さで除した値が平均せん断変形角であり、全振幅成分をアクチュエータの制御に用いている。

試験体の残留変形については、画像解析による計測を行った。具体的には、地面に固定したデジタルカメラにより、水平変形がゼロになった時点の試験体の様子を撮影し、試験体に記したマーカーの位置情報を画像解析により抽出した。マーカーの具体的な位置をFig. 23に示す。マーカーは $P_1 \sim P_{18}$ の計18点とし、このうち $P_{18}$ を原点として他の点の相対位置を求めている。なお、画像解析とともに数サイクルごとにUダンパーの高さ方向の形状変化がもっとも大きくなっている点( $P_4 \sim P_{14}$ 間)の実測も併せて行った。

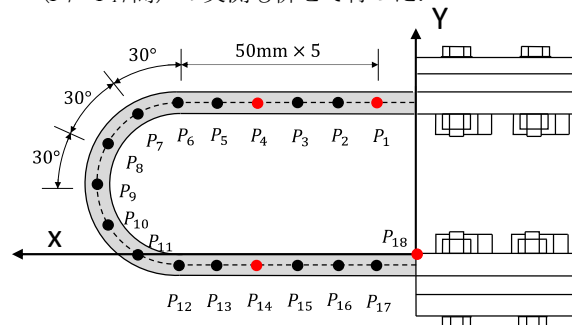


Fig. 23 Measuring points of image analysis

### 4.3 実験結果と考察

#### 4.3.1 画像解析の結果

実験より得られた残留変形（形状変化）の結果を、全振幅に対応する平均せん断変形角  $\gamma_t$  で 110%、55%（片振幅）、25%を例に Fig. 24 に示す。図は、実験前を○プロット、破断回数に対する繰り返し回数の比率を損傷度  $D$  として  $D=0.15$  時を●プロット、 $D=1.0$  時を●プロットにてそれぞれ示している。

塑性変形を受けた U ダンパーにおける残留変形は、全振幅に対応する平均せん断変形角が大きいほど、同じ損傷度に対しても顕著に現れていることが分かる。また、U ダンパーの高さの変化を損傷指標として用いるならば（応答制御建築物調査委員会（2014））、もっとも大きく変化が現れているのは、目視で確認して実測を行った  $P_4-P_{14}$ 間と一致しており、接合部から 200mm 程度の位置である。

平均せん断変形角  $\gamma_t=110\%$ では実験前と損傷度 0.15 の差は大きい、損傷度 0.15 と 1.0 の差はそれに比べると小さい。平均せん断変形角  $\gamma_t=55\%$ （片振幅）は、正側の変形量が同じ  $\gamma_t=110\%$ と比べると、同じ損傷度であっても残留変形が小さくなっている。一方、平均せん断変形角  $\gamma_t=25\%$ のように非常に小さな塑性変形に対してはほとんど残留変形が生じていないことが分かる。

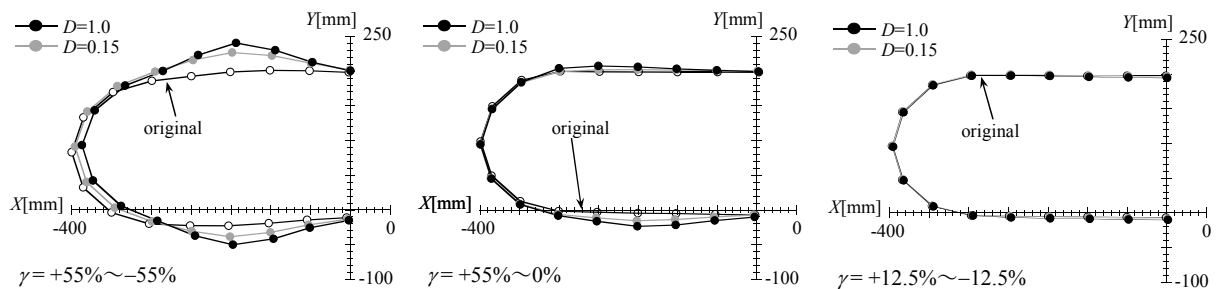


Fig. 24 Residual deformation of the U-shaped damper subjected to constant displacement amplitude

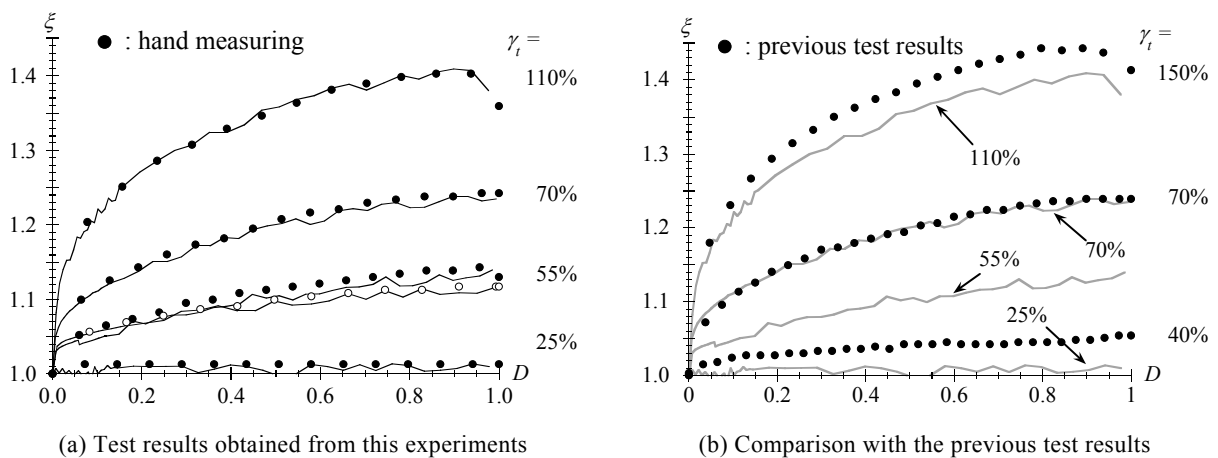


Fig. 25 Relationships between residual deformation and cumulative damage of U-shaped damper

#### 4.3.2 残留変形（形状変化）に基づく累積損傷度の評価方法

前項の結果を受け、もっとも高さ方向の残留変形が大きく現れた  $P_4-P_{14}$  間の変化を元の高さで除した値を残留変形率  $\zeta$  と定義する。一方、ある時点での繰り返し回数  $N_i$  を破断までの繰り返し回数  $N_f$  (Table 14 に記載) で除した値を累積損傷度  $D$  とおく。各試験体の残留変形率-累積損傷度 ( $\zeta-D$ ) 関係を Fig. 25 に示す。なお、画像解析により得た結果を実線にて、また鋼製金尺による実測値を○プロットにて示しているが、両者はよく対応しており、画像解析は十分な精度であることが分かる。

各試験体の残留変形率をみると、 $D=0.2$  程度までは急速に増加し、その後は増加が緩やかになっている。特に全振幅に対応する平均せん断変形角が大きな  $\gamma_t=110\%$  の場合に、この傾向が顕著である。

同じ全振幅を有する  $\gamma_t=55\%$ （両振幅）と  $\gamma_t=55\%$ （片振幅）の結果を比較すると、破断回数には差がみられるものの (Table 14)、 $\zeta-D$  曲線はほぼ一致している。すなわち、強風時などのように平均成分と変動成分によって振幅に偏りが生じるような場合であっても、累積損傷度の推定には全振幅を用いて評価すれば良い。

次いで、振幅の違いについてみると、同じ累積損傷



度であっても、全振幅に対応する平均せん断変形角が大きくなるほど、残留変形率は大きくなっている。もっとも振幅が大きい  $\gamma_r=110\%$  では実測値が 296mm にまで達している。一方の最も振幅が小さい  $\gamma_r=25\%$  では、破断まで残留変形がほとんど生じなかった。したがって、塑性変形の小さな範囲では U ダンパーの残留変形率によって累積損傷度を推定するのは難しく、この点は今後の検討課題である。

最後に、Fig. 25 の右側に、既往の実験（応答制御建築物調査委員会（2014））との比較を示す。本実験との大きな違いは、試験体のサイズであるが、全振幅に対応する平均せん断変形角が等しい  $\gamma_r=70\%$  を比較すると、両者の  $\zeta-D$  曲線はよく対応していることが分かる。したがって、現在、相似形でサイズが異なる U ダンパーが実用に供しているが、水平変形および残留変形とともに高さで除し、それぞれ平均せん断変形角と残留変形率に換算すれば、サイズの違いによる影響を受けずに  $\zeta-D$  曲線を用いて累積損傷度の推定が可能であると言える。

#### 4.4 まとめ

本章では、免震構造に用いられる実大の U 字形鋼材ダンパー単体を対象とした繰り返し载荷実験を行い、U 字形鋼材ダンパーに生じる残留変形の関係に基づいた累積損傷度の評価方法を検討した。既往実験も含めた検討結果では、全振幅に対応する平均せん断変形角で 40%以上であれば、一定変位振幅に対する累積損傷度  $D$  を、高さ方向の残留変形を元高さで除した残留変形率  $\zeta$  を用いて推定可能である。さらに、一定変位振幅に偏りがあっても全振幅を用いること、またダンパーのサイズが異なっても水平変形を高さで除した平均せん断変形角を用いることにより、それらの影響を受けずに累積損傷度の推定が可能であることが分かった。

#### 5. おわりに

本報では、西嶋・佐藤（2015）が示した、免震装置の風荷重による設計・維持管理計画を構築する際に不足している基礎的データの一部を蓄積する事を目的として、統計的研究、解析的研究、実験的な研究で得られた成果について報告した。以下に得られた知見を示す。

2 章では、領域限定台風モデルを作成しハザード適合台風の特徴を分析した。その結果、100 年あるいは 500 年再現風速をもたらす台風には、最大風速

半径が 30km 程度のもが多く含まれていることが明らかになった。また、他の台風パラメータについてもその値が極端に大きいものおよび小さいものが相当数含まれていた。これは台風モデルを構成するパラメータの分布を推定する際に上下限を設けなかったことに起因するが、このような極端な台風が気象学的に妥当なものであるか、特に確率分布を外挿している範囲（Fig. 2(a)でデータがない範囲）において今後検討する必要がある。また、最大風速半径は圧力場から間接的に推定したものを基礎にしているので、これらの推定値の妥当性についても検討が必要である。

3 章では、超高層免震建物などに風荷重が作用した際の免震ダンパーの応答特性を把握することを目的とし、検討対象建物の解析モデル、台風シミュレーションを基に風外力を作成しアンサンブル結果を示した。最大平均風速時の 10 分間における免震最大変形を示す風向は強風イベント全時刻における免震最大変形を示す風向とは異なる。10 分間では x 方向、y 方向ともに  $0^\circ$  であったが、全時刻では x 方向で  $0^\circ$ 、y 方向で  $45^\circ$  とした場合に免震層変形の最大値が示される。また、A series と M series の各風向における免震層最大変形を比較すると、x 方向における A\_000 が最も大きな値を示しめした。A series の免震層最大変形と M series の免震層最大変形を比較すると、1~7 割程度 M series の免震層最大変形の方が大きくなる傾向が確認された。10 series と A series の  $D$  値ではどちらも、風向が  $0^\circ$  の場合が他の風向に比べ最大値を示すのに対し、M series では強風イベントにより結果にばらつきが生じ、一定の傾向が確認されなかった。A series の  $D$  値より強風イベントの等価継続時間を求めると、風向変化を考慮しない場合で最大 220 分、風向変化を考慮する場合で最大 110 分となることが確認できた。

4 章では、免震構造に用いられる実大の U 字形鋼材ダンパー単体を対象とした繰り返し载荷実験を行い、U 字形鋼材ダンパーに生じる残留変形の関係に基づいた累積損傷度の評価方法を検討した。既往実験も含めた検討結果では、全振幅に対応する平均せん断変形角で 40%以上であれば、一定変位振幅に対する累積損傷度  $D$  を、高さ方向の残留変形を元高さで除した残留変形率  $\zeta$  を用いて推定可能である。さらに、一定変位振幅に偏りがあっても全振幅を用いること、またダンパーのサイズが異なっても水平変形を高さで除した平均せん断変形角を用いることにより、それらの影響を受けずに累積損傷度の推定が可能であることが分かった。

## 参考文献

- 合田良実 (1977) : 港湾構造物の耐波設計-波浪工学への序説-, 鹿島出版会, 210 pp.
- 合田良実・岸良安治・神山 豊 (1975) : 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 4号, pp. 3-44.
- 岩井哲 (1993) : 木造家屋の地震被害の総合的評価法, 地域安全学会論文報告集, No. 3, pp. 339-347.
- 遠藤達雄・安在弘幸 (1981) : 簡明にされたレインフローアルゴリズム「P/V差法」について, 材料, Vol.30, No.328, pp.89-93, 1981.1
- 応答制御建築物調査委員会 (2014) : 日本免震構造協会 免震構造設計部会 ダンパーWG 報告書, p.p 2.1-5
- 河田恵昭・小池信昭 (1995) : 危機管理と津波避難マニュアル, 京都大学防災研究所年報, 第38号B-2, pp. 157-211.
- 吉敷祥一・大河原勇太・山田哲, 和田章 (2008) : 免震構造用U字形鋼材ダンパーの繰返し変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第624号, pp.333-340, 2008.2
- 吉敷祥一・高山 大・山田 哲・エネ ディアナ・小西克尚・川村典久・寺嶋正雄 (2012) : 水平2方向載荷下における繰返し変形性能に関する実験-免震構造用U字形鋼材ダンパーの水平2方向特性 その1-, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻 第680号, pp.1579-1588
- 佐藤大樹・笠井和彦・田村哲郎 (2009) : 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
- 鈴木雅靖・竹中康雄・近藤明洋・飯場正紀・大熊武司・松井正宏 (2011) : 高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討 (その3 風向変化を伴う3方向風力時刻歴波形の作成), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.613-614, 2011.8
- 千葉県環境部自然保護課 (1990) : 南房総地域自然環境保全基礎調査報告書.
- 西嶋一欽・佐藤大樹 (2015) : 変動風圧による免震装置の疲労損傷に対する設計・維持管理計画の枠組み構築に向けた基礎的検討, 建築物の安全性・信頼性 Vol.8 JCOSSAR2015論文集, pp.575-579
- 日本建築学会 (2015) : 建築物荷重指針・同解説 (2015).
- 日本鋼構造協会運営委員会 (2015) : 鋼構造物の疲労設計指針・同解説 2012年改訂版, pp.95-98, 技報堂, 2012.6
- 日本免震構造協会 (2012) : 免震建築物の耐風設計指針, pp.115-117
- 日本免震構造協会 (2015) : 第7回技術報告会梗概集, pp.89-98, 2015.9
- 日本免震構造協会運営委員会 (2014) : 2015年度免震制振建物データ集積結果, MENSIN, No.85, pp.37-42
- 松井正宏・石原 孟・日比一喜 (1998): 実測と台風モデルの平均化時間の違いを考慮した台風シミュレーションによる年最大風速の予測手法, 日本建築学会構造系論文集, 506, pp.67-74.
- 馬橋聖生・佐藤大樹 (2018) : 風応答解析による超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価-建物形状と風速レベルが疲労損傷度に与える影響-, 日本建築学会関東支部研究報告集, 2018.3)
- 丸川比佐夫・大熊武司・北村春幸・吉江慶祐・鶴見俊雄・佐藤大樹 (2010) : 風洞実験に基づく高層建物の多層層風力によるエネルギー入力性状 (その2 矩形高層建築物に作用する層風力特性), 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, pp.193-194, 2010.7
- Adachi, T., Oka, F. and Mimura, M. (1987a): An elastoviscoplastic theory for clay failure, Proc. 8th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 5-8.
- IAHS Press (1995): Instructions to authors preparing papers for an IAHS Proceedings, Institute of Hydrology, UK.
- Melchers, R., E. (1999): Structural Reliability Analysis and Prediction, John Wiley & Sons Ltd., Second edition.
- Meng, Y., Matsui M., Hibi K. (1995): An analytical model for simulation of the wind field in a typhoon boundary layer”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 56, pp.291-310.
- Randolph, M.F. (1981): The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 247-259.
- Schloemer, R., W. (1954): Analysis and synthesis of hurricane wind patterns over Lake Okeechobee, Florida, Hydrometeorological Report, USWB, No. 31.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971): Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential, Jour. of Geotech. Engng. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273.
- Seed, H.B. (1987): Design problems in soil liquefaction, Jour. of Geotech. Engng., Div., ASCE, Vol. 113, No. GT8, pp. 827-845.

(論文受理日 : 2018年6月13日)