

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	高摩擦弾性すべり支承を有する超高層免震建物の振動のランダム性を考慮した弾塑性風応答予測
Title(English)	Elasto-plastic wind-response prediction for high-rise base- isolated buildings with high-friction elastic sliding bearing considering randomness of the response
著者(和文)	二村夏樹, 佐藤大樹, 桑素彦, 川又哲也, 平井宏幸, 得能将紀
Authors(English)	Natsuki Futamura, Daiki Sato, Motohiko Kuwa, Tetsuya Kawamata, Hiroyuki Hirai, Masaki Tokunou
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 317-320
Citation(English)	, , , pp. 317-320
発行日 / Pub. date	2022, 3

## 高摩擦弾性すべり支承を有する超高層免震建物の 振動のランダム性を考慮した弾塑性風応答予測

構造—振動

超高層免震建物 弾塑性応答 風応答  
等価線形 予測法

正会員 ○ 二村夏樹<sup>\*1</sup>  
" 桑素彦<sup>\*3</sup>  
" 平井宏幸<sup>\*3</sup>

正会員 佐藤大樹<sup>\*2</sup>  
" 川又哲也<sup>\*3</sup>  
" 得能将紀<sup>\*3</sup>

### 1. はじめに

筆者らは文献 1)において高摩擦弾性すべり支承を有する超高層免震建物を対象に、免震層の風外力の変動成分に対する最大変位（以降、最大変動変位）の仮定による等価線形化を用いた弾塑性風応答予測法を提案した。等価線形化においては、免震層の最大変動変位を振幅とする定常振動のみに基づいて建物の減衰定数を評価したが、実際の風応答は振幅が変化するランダム振動であるため、減衰定数の過大評価による危険側の誤差がみられた。

そこで本報では、風応答における振動のランダム性を考慮して減衰定数を評価することにより予測法の改良を試みるとともに、予測法における等価線形化の妥当性および予測精度の検証を行う。なお、本報では風外力の変動成分（風方向の場合は平均成分を差し引いたもの）に対する応答のみを対象とする。風方向風外力の全成分に対する応答の評価については、文献 1)を参照されたい。

### 2. 検討モデルおよび風外力概要

図 1 に示す上部構造縮約 10 質点 ( $i=1\sim 10$ )、免震層 1 質点 ( $i=0$ ) の 11 質点系等価せん断モデルを用いる。高さ  $H=150$  m、辺長比  $D/B=1$  ( $D, B$ : 幅, 奥行き,  $D=B=50$  m) とする。上部構造の 1 次固有周期  $T_1=3.0$  s、建築密度  $\rho=180$  kg/m<sup>3</sup> とし、質量は高さ方向に一様と想定した。上部構造の内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、 $T_1$  に対して減衰定数  $h_u=2\%$  とする。上部構造の剛性は 1 次固有モードが直線となるように決定した<sup>2)</sup>。免震層は図 2 に示すように、天然ゴム系積層ゴム支承 (NRB) と高摩擦弾性すべり支承 (ESB) とオイルダンパー (OD) で構成されるとする。なお、図中の  $\delta_0$ : 免震層の変位,  $Q_{NRB}$ ,  $Q_{ESB}$ ,  $Q_{OD}$ : NRB, ESB の復元力および OD の減衰力,  $K_{ESB}$ ,  $C_v$ : ESB の 1 次剛性および OD の 1 次減衰係数を表す。免震層の面密度  $\rho_0=3644$  kg/m<sup>2</sup> とする。NRB の剛性は  $K_{NRB}=818$  kN/cm とし、式(1)より免震周期  $T_0=6.08$  s とする。

$$T_0 = 2\pi\sqrt{(\rho BDH + \rho_0 BD)/K_{NRB}} \quad (1)$$

ESB のすべり出し変形  $\delta_{ESBy}$  = 7.7 cm とし、すべり出し荷重  $Q_{ESB0}$  はすべり出しせん断力係数  $\alpha_S$ , 重力加速度  $g$  を用いて式(2)より決定される。

$$Q_{ESB0} = \alpha_S(\rho BDH + \rho_0 BD)g \quad (2)$$

OD のリリース速度  $v_{OD}=32$  cm/s とし、リリース荷重  $Q_{OD0}$  はリリースせん断力係数  $\alpha_D$  を用いて式(3)より決定される。

$$Q_{OD0} = \alpha_D(\rho BDH + \rho_0 BD)g \quad (3)$$

図 3 に示すように、免震層のスケルトンカーブは NRB と ESB の復元力特性の和で表される。なお、図中の  $Q_{OR}$ : 免震層の復元力,  $k_{01}$ ,  $k_{02}$ ,  $\beta_0$ : 免震層の 1 次および 2 次剛性, 2 次剛性比を表す。 $\alpha_S + \alpha_D$  が 0.01~0.05 となる  $\alpha_S$ ,  $\alpha_D$  の組み合わせを作成した。なお、 $\alpha_S$ ,  $\alpha_D$  は 0.01 刻みで 0~0.05 とする。以降例として  $\alpha_S=0.01$ ,  $\alpha_D=0.02$  のモデルを S1D2 と呼ぶ。なお、本論文で行った時刻歴風応答解析では、全てのケースにおいて免震層の最大速度が  $v_{OD}$  未満となっていることを確認している。

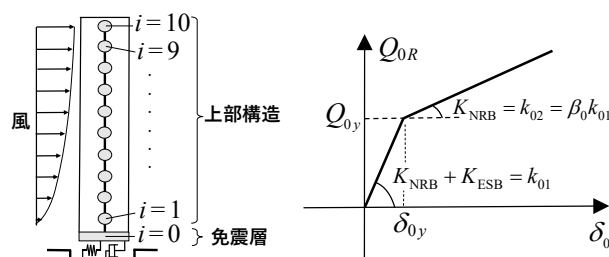


図 1 検討モデル 図 3 免震層のスケルトンカーブ

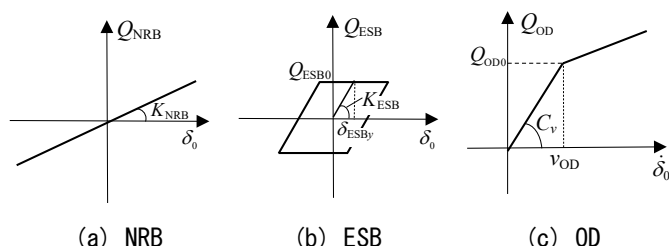


図 2 NRB, ESB の復元力特性および OD の減衰特性

Elasto-plastic wind-response prediction for high-rise base-isolated buildings with high-friction elastic sliding bearing considering randomness of the response

FUTAMURA Natsuki, SATO Daiki, KUWA Motohiko, KAWAMATA Tetsuya, HIRAI Hiroyuki, TOKUNOU Masaki

風外力は風洞実験結果<sup>3)</sup>を用いる。本報では風外力の変動成分に対する応答のみを対象とするため、風方向は全成分の風外力から平均成分を差し引いたものを用いる。なお、時刻歴応答解析の過渡応答の影響を避けるため各波形前後に 50 s のエンベロープを設け、中間の 600 s (10 分間)での応答を評価に用いる。また、9 波のアンサンブル平均により評価する。

### 3. 免震層の最大変動変位の仮定による等価線形化手法

本報における等価線形化の手順を図 4 (図中 Step 0~4) に示す。

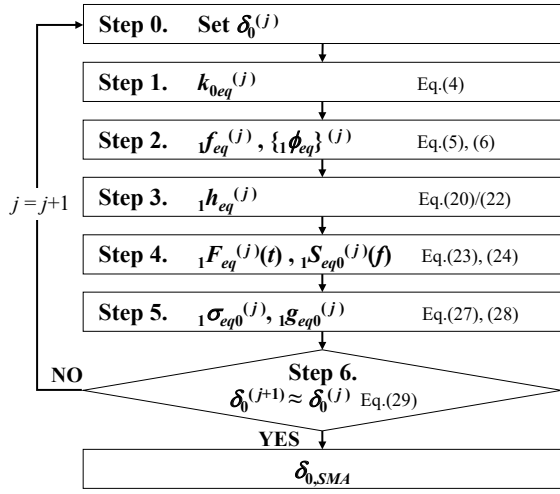


図 4 等価線形化および予測手順

#### 3.1 免震建物の 1 次等価減衰定数の算出

**Step 0. 免震層の最大変動変位  $\delta_{0max}$  の仮定**

**Step 1. 免震層の等価剛性  $k_{0eq}$  の算出**

免震層の等価剛性  $k_{0eq}$  を、式(4)より算出する<sup>1)</sup>。

$$k_{0eq} = \begin{cases} k_{01} & (\delta_{0max} \leq \delta_{0y}) \\ \{Q_{0y} + k_{02}(\delta_{0max} - \delta_{0y})\} / \delta_{0max} & (\delta_{0max} > \delta_{0y}) \end{cases} \quad (4)$$

**Step 2. 等価固有振動数  $f_{eq}$ , 等価固有モード  $\{1\phi_{eq}\}$  の算出**

免震建物全体の 1 次等価固有円振動数  $1\omega_{eq}$ , 1 次等価固有モード  $\{1\phi_{eq}\}$  を式(5)より算出する<sup>1)</sup>。

$$([K_{eq}] - 1\omega_{eq}^2[M])\{1\phi_{eq}\} = 0 \quad (5)$$

ここで、 $[K_{eq}]$ :  $k_{0eq}$  を用いた全体等価剛性マトリクス,  $[M]$ : 全体質量マトリクスを表す。また、免震建物全体の 1 次等価固有振動数  $f_{eq}$  を式(6)より算出する<sup>1)</sup>。

$$f_{eq} = 1\omega_{eq} / 2\pi \quad (6)$$

**Step 3-1. 上部構造の等価減衰定数  $h_{eqi}$  の算出**

上部構造  $i$  質点目 ( $i = 1 \sim 10$ ) の減衰定数  $h_{eqi}$  を、式(7)より算出する<sup>1)</sup>。

$$h_{eqi} = \Delta E_{eqi} / 4\pi E_{eqi} \quad (i = 1 \sim 10) \quad (7)$$

ここで、 $\Delta E_{eqi}$ ,  $E_{eqi}$ :  $i$  質点目のサイクルエネルギーおよび弾性ひずみエネルギーを表し、式(8), (9)より算出される。

$$\Delta E_{eqi} = 2\pi h_{eqi} k_i \delta_{eqi}^2 \quad (i = 1 \sim 10) \quad (8)$$

$$E_{eqi} = (1/2) k_i \delta_{eqi}^2 \quad (i = 1 \sim 10) \quad (9)$$

ここで、 $k_i$ :  $i$  質点目の剛性を表す。また、 $\delta_{eqi}$ :  $i$  質点目の層間変位を表し、式(10)より算出される。

$$\delta_{eqi} = \{(\phi_{eqi} - \phi_{eqi-1}) / \phi_{eq0}\} \delta_{0max} \quad (i = 1 \sim 10) \quad (10)$$

**Step 3-2. 免震層の等価減衰定数  $h_{eq0}$  の算出**

$\delta_0$  を振幅とする定常振動を仮定した免震層の 1 次等価減衰定数  $h'_{eq0}(\delta_0)$  は、式(11)より算出される。

$$h'_{eq0}(\delta_0) = (\Delta E'_{eq0ESB} + \Delta E'_{eq0OD}) / 4\pi E'_{eq0} \quad (11)$$

ここで、 $\Delta E'_{eq0ESB}$ ,  $\Delta E'_{eq0OD}$ ,  $E'_{eq0}$ :  $\delta_0$  を振幅とする定常振動を仮定した ESB および OD のサイクルエネルギー、免震層の弾性ひずみエネルギーを表し、式(12)~(14)より算出される。

$$\Delta E'_{eq0ESB} = \begin{cases} 0 & (\delta_0 \leq \delta_{0y}) \\ 4Q_{ESB0}(\delta_0 - \delta_{0y}) & (\delta_0 > \delta_{0y}) \end{cases} \quad (12)$$

$$\Delta E'_{eq0OD} = \pi C_{v1} \omega_{eq} \delta_0^2 \quad (13)$$

$$E'_{eq0} = (1/2) k_{0eq} \delta_0^2 \quad (14)$$

風応答振動のランダム性を考慮せず、 $\delta_{0max}$  を振幅とする定常振動のみを仮定した免震層の 1 次等価減衰定数  $h'_{eq0}(\delta_{0max})$  は、式(11)~(14)において  $\delta_0$  を  $\delta_{0max}$  に置き換えることにより算出される<sup>1)</sup>。

一方、風応答振動のランダム性を考慮した免震層の 1 次等価減衰定数  $\tilde{h}_{eq0}(\delta_{0max})$  は、風応答時の各サイクルの振幅  $\delta_0$  が 0 から  $\delta_{0max}$  まで変化することを考慮し、履歴減衰および粘性減衰を平均化し、式(15)より算出される。

$$\tilde{h}_{eq0}(\delta_{0max}) = (1 / \delta_{0max}) \int_0^{\delta_{0max}} h'_{eq0}(\delta_0) d\delta_0 \\ = \tilde{h}_{eq0ESB}(\delta_{0max}) + \tilde{h}_{eq0OD}(\delta_{0max}) \quad (15)$$

ここで、 $\tilde{h}_{eq0ESB}(\delta_{0max})$ ,  $\tilde{h}_{eq0OD}(\delta_{0max})$ : 風応答振動のランダム性を考慮した ESB および OD による免震層の減衰定数を表す。 $\tilde{h}_{eq0ESB}(\delta_{0max})$  は、式(16)より算出される<sup>4)</sup>。

$$\tilde{h}_{eq0ESB}(\delta_{0max}) = \begin{cases} 0 & (\mu_0 \leq 1) \\ \frac{2}{\pi \mu_0 \beta_0} \ln \frac{\beta_0(\mu_0 - 1) + 1}{\mu_0 \beta_0} & (\mu_0 > 1) \end{cases} \quad (16)$$

ここで、 $\mu_0$ : 最大塑性率を表し、式(17)より算出される。

$$\mu_0 = \delta_{0max} / \delta_{0y} \quad (17)$$

$\tilde{h}_{eq0OD}(\delta_{0max})$  は、式(18), (19)より算出される。

$$\tilde{h}_{eq0OD}(\delta_{0max}) = \frac{C_{v1} \omega_{eq}}{2\delta_{0max}} \int_0^{\delta_{0max}} \frac{1}{k_{0eq}(\delta_0)} d\delta_0 \\ = \begin{cases} \frac{C_{v1} \omega_{eq}}{2k_{01}} & (\mu_0 \leq 1) \\ \frac{C_{v1} \omega_{eq}}{2k_{01} \mu_0} + \frac{C_{v1} \omega_{eq}}{2k_{02} \mu_0} \left( \mu_0 - 1 + a \ln \frac{1+a}{\mu_0+a} \right) & (\mu_0 > 1) \end{cases} \quad (18)$$

$$a = (1/\beta_0) - 1 \quad (19)$$

ここで、厳密には 1 次等価固有円振動数  $1\omega_{eq}$  は  $\delta_0$  により変化するが、 $\delta_{0max}$  を仮定した  $1\omega_{eq}$  (式(5)) を用いている。これは、 $1\omega_{eq}$  を一定値とすることで式(18)が簡便な形で表現できていることに加えて、1 次等価固有円振動数  $1\omega_{eq}$  は建物全体のものであるため  $\delta_0$  の影響は  $k_{0eq}$  に対して小さいこ

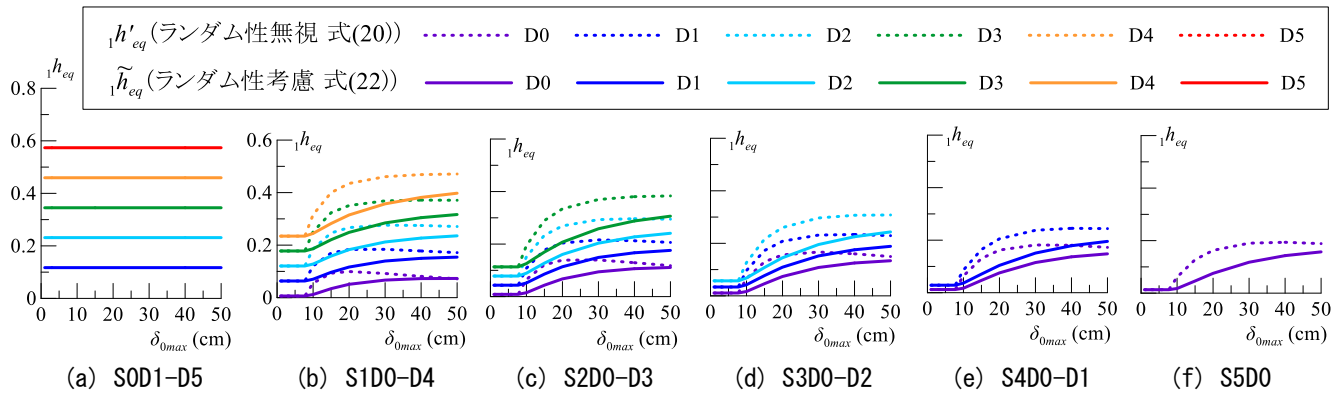


図5 免震建物全体の1次等価減衰定数  ${}_1h'_{eq}$  と  ${}_1\tilde{h}_{eq}$  の比較

と、また振幅が大きくなるほど小さくなるため安全側の評価となることによる。

### Step 3-3. 建物の等価減衰定数 ${}_1h_{eq}$ の算出

風応答振動のランダム性を考慮しない場合、免震建物全体の1次等価減衰定数  ${}_1h'_{eq}$  を式(20), (21)より算出する<sup>1)</sup>。

$${}_1h'_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{10} h_{eqi} E_{eqi} + h'_{eq0}(\delta_{0max}) E_{eq0}}{\sum_{i=1}^{10} E_{eqi} + E_{eq0}} \quad (20)$$

$$E_{eq0} = (1/2)k_{0eq}\delta_{0max}^2 \quad (21)$$

一方、風応答振動のランダム性を考慮した場合、免震建物全体の1次等価減衰定数  ${}_1\tilde{h}_{eq}$  を、 $E_{eq0}$  (式(21))を用いて、式(22)より算出する。

$${}_1\tilde{h}_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{10} h_{eqi} E_{eqi} + \tilde{h}_{eq0}(\delta_{0max}) E_{eq0}}{\sum_{i=1}^{10} E_{eqi} + E_{eq0}} \quad (22)$$

図5に、 ${}_1h'_{eq}$  と  ${}_1\tilde{h}_{eq}$  の比較を示す。図5より、 $\delta_{0max} > \delta_{0y}$  において、 $\delta_{0y}$  付近で  ${}_1h'_{eq}$  が著しく大きくなっているのに対して、 ${}_1\tilde{h}_{eq}$  は緩やかに大きくなっていることがわかる。

## 3.2 時刻歴解析結果との比較による妥当性の検証

本節では、免震層の変動変位のパワースペクトル密度 (PSD) について、時刻歴風応答解析結果との比較により、3.1節に示した等価線形系の妥当性を検証する。

### 3.2.1 等価線形系の免震層の変動変位の PSD の算出

#### Step 4. モーダル風力 ${}_1F_{eq}$ 、免震層の変動変位 $PSD_{{}_1S_{eq0}}(f)$ の算出

1次モーダル風力  ${}_1F_{eq}(t)$  を、式(23)より算出する<sup>1)</sup>。

$${}_1F_{eq}(t) = \sum_{i=0}^{10} {}_1\phi_{eqi} F^i(t) \quad (23)$$

ここで、 $F^i(t)$  :  $i$  質点目の全成分の時刻歴風外力から平均外力を差し引いた風外力の変動成分を表す。

免震層の変動変位の PSD  ${}_1S_{eq0}(f)$  を、スペクトルモーダル法 (SMA : Spectrum Modal Analysis) を用いて、式(24), (25)より算出する<sup>1)</sup>。

$${}_1S_{eq0}(f) = |{}_1H_{eq}(f)|^2 |{}_1S_{F_{eq}}(f)| {}_1\phi_{eq0}^2 \quad (24)$$

$$|{}_1H_{eq}(f)| = \frac{1}{1 - (f/f_{eq})^2 + 2i {}_1h_{eq}(f/f_{eq})} \cdot \frac{1}{{}_1K_{eq}} \quad (25)$$

ここで、 ${}_1S_{F_{eq}}(f)$  :  ${}_1F_{eq}(t)$  の PSD を表す。また、 ${}_1K_{eq}$  : 1次モーダル剛性であり、式(26)より算出される。

$${}_1K_{eq} = \{ {}_1\phi_{eq} \}^T [K_{eq}] \{ {}_1\phi_{eq} \} \quad (26)$$

### 3.2.2 時刻歴解析結果との比較

$F^i(t)$  を用いた時刻歴解析 (THA : Time History Analysis) から得られた免震層の最大変動変位  $\delta_{0max,THA}$  を用いる。図6に、時刻歴解析から得られた免震層の変動変位 PSD  $S_{0,THA}$  と、 $\delta_{0max,THA}$  を用いた場合 (Step 0) の  ${}_1S_{eq0}$  (Step 4) の比較を示す。なお、 ${}_1S_{eq0}$  は  ${}_1h'_{eq}$  を用いた  ${}_1S'_{eq0}$  と、 ${}_1\tilde{h}_{eq}$  を用いた  ${}_1\tilde{S}_{eq0}$  を併記している。また、図中の  $\mu_{0,THA}$  : 時刻歴解析結果の最大塑性率を示す。図6より、特に  $\mu_{0,THA}$  が大きいモデルにおいて、 ${}_1S'_{eq0}$  が  $S_{0,THA}$  より小さく危険側の評価となっているのに対して、 ${}_1\tilde{S}_{eq0}$  は危険側の誤差が改善され、比較的  $S_{0,THA}$  と精度よく一致していることがわかる。したがって、風応答振動のランダム性を考慮することにより、応答の予測精度が改善されることが確認された。なお、最大変動変位での割線剛性を免震層の等価剛性として用いているため、 ${}_1S_{eq0}$  が1次等価固有振動数をやや低く評価しているが、 $f$  が低くなるほど風外力のパワーは大きくなることから、安全側の評価と考えられる。

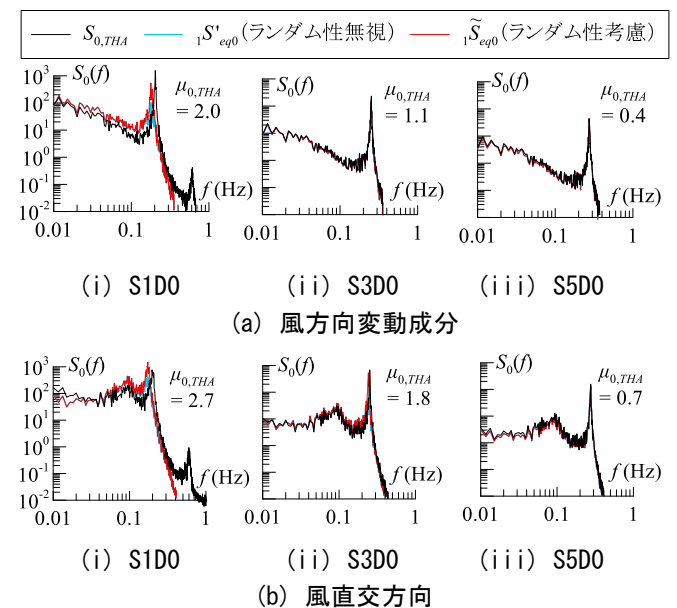


図6 免震層の変動変位 PSD の時刻歴解析結果と等価線形系の比較

#### 4. 免震層の最大変動変位の予測手順および予測精度

##### 4.1 予測手順

免震層の最大変動変位の予測手順のフローチャートを図4に示す。なお、図中の  $j$ : 収斂回数を表す。また、Step 0~4 は3章を参照されたい。

##### Step 5. 免震層変位の標準偏差 ${}_1\sigma_{eq0}^{(j)}$ , ピークファクター ${}_1g_{eq0}^{(j)}$ の算出

免震層変位の標準偏差  ${}_1\sigma_{eq0}^{(j)}$  を、式(27)より算出する<sup>1)</sup>。

$${}_1\sigma_{eq0}^{(j)} = \sqrt{\int_0^\infty {}_1S_{eq0}(f)df} \quad (27)$$

全層のピークファクターを一定と仮定し、建物全体の1次等価固有振動数を用いて荷重指針<sup>5)</sup>を準用し、免震層のピークファクター  ${}_1g_{eq0}^{(j)}$  を、式(28)より算出する<sup>1)</sup>。

$${}_1g_{eq0}^{(j)} = {}_1g_{eqi}^{(j)} = \sqrt{2\ln(600f_{eq}^{(j)})+1.2} \quad (28)$$

##### Step 6. 収斂判定

免震層の最大変動変位  $\delta_{max}^{(j+1)}$  を、式(29)より算出する。

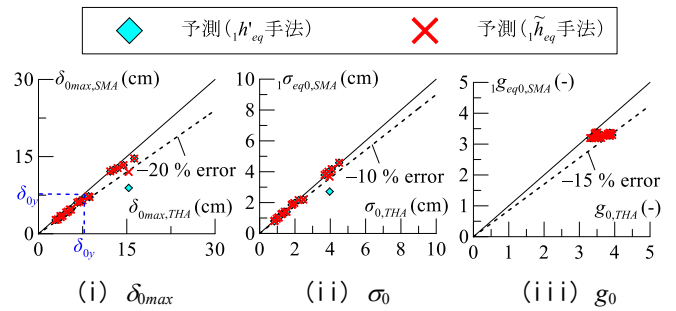
$$\delta_{max}^{(j+1)} = {}_1\sigma_{eq0}^{(j)} {}_1g_{eq0}^{(j)} \quad (29)$$

$\delta_{max}^{(j)}$  と  $\delta_{max}^{(j+1)}$  が概ね一致すれば(本報では誤差1%以内)、免震層の最大変動変位の予測値  $\delta_{max,SMA} = \delta_{max}^{(j+1)}$ 、変位の標準偏差の予測値  ${}_1\sigma_{eq0,SMA} = {}_1\sigma_{eq0}^{(j+1)}$ 、ピークファクターの予測値  ${}_1g_{eq0,SMA} = {}_1g_{eq0}^{(j+1)}$  とする。一致しなければ、 $j=j+1$  として、Step 0 に戻り、同様の計算を行う。

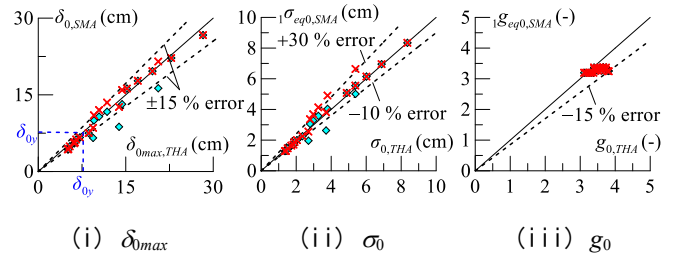
##### 4.2 予測精度の検証

図7に、免震層の最大変動変位および変位の標準偏差、ピークファクターの予測精度を示す。なお、図中では風応答振動のランダム性を考慮しない  ${}_1h'_{eq}$  を用いた手法と、ランダム性を考慮した  ${}_1\tilde{h}_{eq}$  を用いた手法の予測精度を示している。図7より、風方向変動成分について、 ${}_1h'_{eq}$  を用いた手法<sup>1)</sup>では、 $\delta_{max}$  の予測精度の誤差が最大40%の過小評価、 $\sigma_0$  の予測精度の誤差が最大30%の過小評価であるのに対して、 ${}_1\tilde{h}_{eq}$  を用いた手法では、 $\delta_{max}$  の予測精度の誤差が20%以内、 $\sigma_0$  の予測精度の誤差が10%以内となっている。また、風直交方向について、 ${}_1h'_{eq}$  を用いた手法<sup>1)</sup>では、 $\delta_{max}$  の予測精度の誤差が最大30%の過小評価、 $\sigma_0$  の予測精度の誤差が最大30%の過小評価であるのに対して、 ${}_1\tilde{h}_{eq}$  を用いた手法では、 $\delta_{max}$  の予測精度の誤差が15%以内、 $\sigma_0$  の予測精度の誤差が-15~+30%となっている。

以上より、風応答振動のランダム性を考慮することにより、 $\delta_{max}$  および  $\sigma_0$  の過小評価が改善されることが確認された。なお、 $g_0$  の予測精度は風方向変動成分および風直交方向について、 ${}_1h'_{eq}$  を用いた手法<sup>1)</sup>、 ${}_1\tilde{h}_{eq}$  を用いた手法とも誤差15%以内となった。



(a) 風方向変動成分



(b) 風直交方向

図7 予測精度

#### 5. おわりに

本報では、風応答振動のランダム性を考慮して減衰定数を評価することにより予測法の改良を試みるとともに、改良した予測法における等価線形化の妥当性および予測精度の検証を行い、予測精度が改善されることを確認した。

#### 謝辞

本報告は、戸田建設株式会社、東京工業大学佐藤研究室の共同研究の成果の一部をまとめたものです。本報をまとめるにあたり、戸田建設株式会社の稲井慎介氏、石田琢志氏、丸尾純也氏、昭和電線ケーブルシステム株式会社の三須基規氏、東京工業大学の Alex Shegay 氏にはご教示を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 二村夏樹, 佐藤大樹, 稲井慎介, 丸尾純也: 高摩擦弾性すべり支承を有する超高層免震建物のクリープ性を考慮した風応答予測 その3 時刻歴風応答解析を用いない風応答予測手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 655-656, 2021.9
- 2) 佐藤大樹, 笠井和彦, 田村哲郎: 粘弾性ダンパーの振動数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74巻, 第635号, pp.75-82, 2009.1
- 3) 二村夏樹, 佐藤大樹, 稲井慎介, 石田琢志, 丸尾純也: 高摩擦弾性すべり支承を有する超高層免震建物の時刻歴風応答解析 その1 風洞実験気流特性および風力特性に関する検討, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 305-308, 2021.3
- 4) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第68巻, 第571号, pp.53-62, 2003.9
- 5) 建築物荷重指針・同解説(2015), 日本建築学会, 2015.2

\*1 東京工業大学環境・社会理工学院 大学院生

\*Grad.Student, School of Environment and Society, Tokyo Institute of Technology \*1

\*2 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)

\*Assoc.Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng. \*2

\*3 戸田建設(株)構造設計部

\*Structural Design Division, TODA Corporation \*3