

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	弾性すべり支承を有する超高層免震建物を対象とした弾性応答におけるスペクトルモーダル法による組合せ風荷重の予測 その1 予測手法の概要
Title(English)	Prediction of combined wind loads using the spectral modal method for elastic response of a high-rise seismically isolated building with elastic sliding bearings Part 1 Outline of prediction method
著者(和文)	立元拓, 佐藤大樹, 陳引力, 稲井慎介, 桑素彦, 川又哲也, 得能将紀, 丸尾純也, 三須基規
Authors(English)	Taku Tatsumoto, Daiki Sato, Yinli Chen, Shinsuke Inai, Motohiko Kuwa, Tetsuya Kawamata, Masaki Tokuno, Junya Maruo, Motoki Misu
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 425-428
Citation(English)	, , , pp. 425-428
発行日 / Pub. date	2025, 3
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

弾性すべり支承を有する超高層免震建物を対象とした弾性応答における スペクトルモーダル法による組合せ風荷重の予測

その1 予測手法の概要

構造—振動

組合せ風荷重 スペクトルモーダル法

弾性すべり支承 耐風設計

正会員 ○ 立元拓^{*1}

〃 陳引力^{*3}

〃 桑素彦^{*5}

〃 得能将紀^{*5}

〃 三須基規^{*6}

正会員 佐藤大樹^{*2}

〃 稲井慎介^{*4}

〃 川又哲也^{*5}

〃 丸尾純也^{*4}

1 はじめに

近年、技術の進歩により超高層建物への免震構造の適用事例が増加している。一方で、風外力は建物の高層化に伴って増大し、長周期側で顕著なエネルギーをもつという特徴を有している。このため、風外力に対して免震層が弾性限界を超え、弾塑性挙動を示す可能性が高まる。また、現行の耐風設計¹⁾では、免震層が弾塑性挙動を示す場合、時刻歴応答解析が必要とされている。しかし、風外力は継続時間が長く、さらに多数の応答をアンサンブル平均²⁾⁻⁵⁾する必要があるため、膨大な計算処理が求められる。一方、建築物荷重指針・同解説(2015)⁶⁾(以下、荷重指針)では、時刻歴解析を用いることなく、建築物の塑性化を判断することが可能である。また、各方向の風力の同時性を考慮し、それぞれの風荷重を組合せる方法が定められている。さらに、免震建築物の耐風設計指針(2023)¹⁾(以下、耐風設計指針)においても、組合せた風荷重を用いて免震層のランクを評価することが求められている。

著者らはこれまでに弾性すべり支承を有する超高層免震建物を対象に、荷重指針に基づく組合せ風荷重の評価を行ってきた^{7),8)}。その結果、妥当な組合せ風荷重を評価するためには、固有周期、減衰定数、振動モードを上部構造の固有周期、また免震層の履歴特性を考慮して選定する必要があることを示した。そこで、本報では、スペクトルモーダル法を用いて免震層が弾性範囲に留まる範囲(以下、ランク A)の組み合わせ風荷重を予測することを目的とする。本報その1では、スペクトルモーダル法を用いたランク A となる組合せ風荷重の予測手法の概要を示し、本報その2で、予測手法の精度検証を行う。さらに、本報その3では、予測した組合せ風荷重を用いてランク A となる免震層の設計を行う。(なお、弾性すべり支承は摩擦係数が低速度で変化するスリップ現象が起きるため、耐風設計指

針¹⁾においては水平クリープ性を有する支承となっているが⁹⁾、本報では組合せ風荷重の評価を目的とし、水平クリープ性については考慮しないものとする)。

2 解析モデル概要

本報では、地上25階、高さ $H = 100$ mの異なる平面をもつ2つの超高層免震建物の立体モデルを用いる。モデル4.2は、建物幅 $B = 24$ m、建物奥行 $D = 24$ m、アスペクト比 $H/\sqrt{BD} = 4.2$ 、モデル2.3は建物幅 $B = 64$ m、建物奥行 $D = 30$ m、アスペクト比 $H/\sqrt{BD} = 2.3$ である。図1に各建物モデルの全体俯瞰図、表1に各建物モデルの諸元を示す。上部構造には上部構造の1次固有周期に対して減衰定数 $\xi_u = 1\%$ となる剛性比例減衰を設定する。

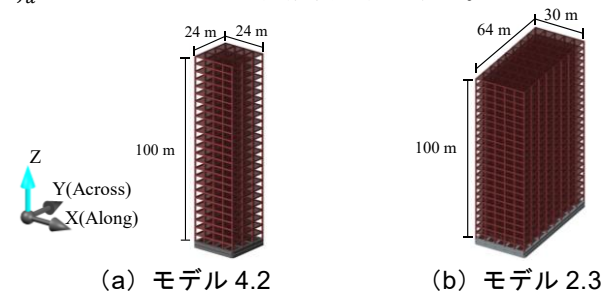


図1 建物モデル

表1 建物モデル諸元

建物モデル		4.2	2.3	
上部構造	重量 W_u [kN]	120796	377693	
	密度 ρ_u [kg/m ³]	214	201	
	固有周期	T_{ux} [s]	2.21	2.21
		T_{uy} [s]	2.19	2.01
T_{uz} [s]		1.87	2.00	
減衰定数 ξ_u		0.01		
免震層	重量 W_b [kN]	12715	38717	
	密度 ρ_b [kg/m ³]	2253	2058	

Prediction of combined wind loads using the spectral modal method for elastic response of a high-rise seismically isolated building with elastic sliding bearings Part 1 Outline of prediction method

Taku Tatsumoto, Daiki Sato, Yinli Chen, Shinsuke Inai, Motohiko Kuwa, Tetsuya Kawamata, Masaki Tokuno, Junya Maruo, Motoki Misu

免震層は天然ゴム系積層ゴム支承（NRB），弾性すべり支承（ESB），オイルダンパー（OD）で構成される。本報では各建物それぞれ4つの免震層のモデルを用いる。表2～4にNRB，ESB，ODそれぞれの諸元の値¹⁰⁾を示す。図2に各モデルの免震層の配置を示す。

ESBのすべり出しせん断力係数 α_s ，ODのリリーフせん断力係数 α_D ，免震層の固有周期 T_b は次式で算出される。

$$\alpha_s = Q_{ESB0} / (W_u + W_b) \quad (1)$$

$$\alpha_D = Q_{OD0} / (W_u + W_b) \quad (2)$$

$$T_b = 2\pi\sqrt{(W_u + W_b) / (K_{NRB} \cdot g)} \quad (3)$$

ここで， Q_{ESB0} ：ESBのすべり出し荷重， Q_{OD0} ：ODのリリーフ荷重， W_u ：上部構造の重量， W_b ：免震層の重量， g ：重力加速度を表す。表5に各モデルのせん断力係数 α_s ， α_D ，免震層の固有周期 T_b の値を示す。各免震層のモデル名は「S(α_s)D(α_D)」とする。なお，弾性すべり支承は速度依存性を有し，低速度においてすべり出し荷重が低下することが確認されているが¹¹⁾，本報では荷重指針に基づく組合せ荷重の妥当性を確認することを目的としているため，ここでは，すべり出し荷重は速度依存を有しない一定値としてモデル化する。

表2 天然ゴム系積層ゴム（NRB）諸元

ゴム外径 [cm]	有効断面積[cm ²]	ゴム総厚 [cm]	水平剛性 K _{NRB} [kN/cm]
95	7070	18.5	16.9

表3 弾性すべり支承（ESB）諸元

ゴム外径 [cm]	有効断面積 [cm ²]	水平剛性 K _{ESB} [kN/cm]	摩擦係数
90	6346	124	0.094

表4 オイルダンパー（OD）諸元

1次減衰係数 [kN・s/cm]	2次減衰係数 [kN・s/cm]	リリーフ荷重[kN]	リリーフ速度[cm/s]
12.5	0.85	400	32

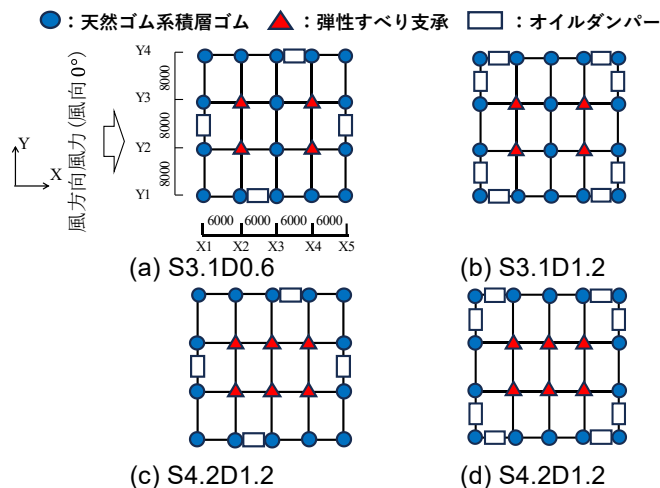


図2 免震層配置図（建物モデル4.2）

●：天然ゴム系積層ゴム ▲：弾性すべり支承 □：オイルダンパー

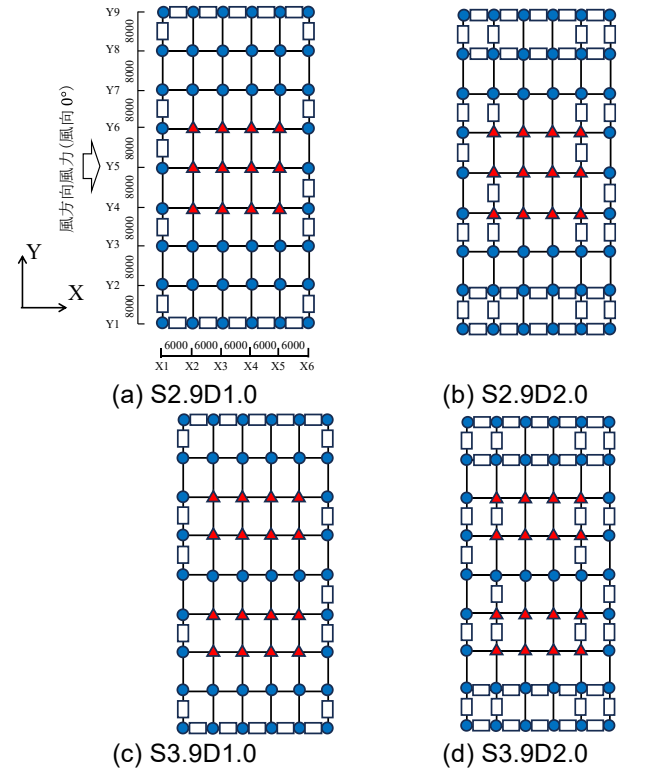


図3 免震層配置図（建物モデル2.3）

表5 各モデル諸元

建物モデル	免震層モデル	α_s ($\times 10^{-2}$)	α_D ($\times 10^{-2}$)	T_b [s]
4.2	S3.1D0.6	3.1	0.6	4.46
	S3.1D1.2	3.1	1.2	4.46
	S4.2D0.6	4.2	0.6	4.77
	S4.2D1.2	4.2	1.2	4.77
2.3	S2.9D1.0	2.9	1.0	4.86
	S2.9D2.0	2.9	2.0	4.86
	S3.9D1.0	3.9	1.0	5.11
	S3.9D2.0	3.9	2.0	5.11

3 風外力概要

風外力は風洞実験結果¹²⁾を用い，風方向，風直交方向，ねじり方向の3方向同時入力とする。風向 α は建物モデル4.2の場合は 0° の1ケース，建物モデル2.3の場合は 0° ， 90° の2ケースとし，風向 0° においてはX方向が風方向，Y方向が風直交方向であり，風向 90° においてはX方向が風直交方向，Y方向が風方向となる（図2(a)，図3(a)）。風洞実験により得られた時刻歴データを建物モデルの高さ，基準風速 $U_0 = 36$ m/sでの風外力へと変換を行った。その後，負担面積に応じた補間により上部構造の床位置へと変換した。1組につき0.05秒刻みの650秒とし，5組取り出した。さらに，本報では過渡応答の影響を避けるため，各波形の前半に50秒のエンベロープを設け，その後の600秒（10分間）での応答を評価に用いた。

4 ランク A 時の各パラメータについて

4.1 等価固有周期および等価振動モードの算出方法

免震層の剛性 k_0 を用いて、ランク A 時の免震建物全体の 1 次固有円振動数 ${}_1\omega_{eq}$ 、1 次等価固有モード $\{ {}_1\phi_{eq} \}$ を次式により算出する。

$$\{ [K_{eq}] - {}_1\omega_{eq}^2 [M] \} \cdot \{ {}_1\phi_{eq} \} = 0 \quad (4)$$

ここで、

$$[K_{eq}] = \begin{bmatrix} k_0 + 1 & -k_1 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_{N-1} + k_N & -k_N \\ 0 & 0 & \cdots & -k_N & k_N \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & m_N \end{bmatrix} \quad (6)$$

ここで、 $[K_{eq}]$ ：全体等価剛性マトリクス、 $[M]$ ：全体質量マトリクス、 k_i 、 m_i ： i 層目の剛性および質量を表す。また、次式より、1 次等価固有周期 ${}_1T_{eq}$ を算出する。

$${}_1T_{eq} = 2\pi / {}_1\omega_{eq} \quad (7)$$

4.2 等価減衰定数の算出方法

免震建物全体の 1 次等価減衰定数 ${}_1h_{eq}$ を、次式より算出する。

$${}_1h_{eq} = \frac{\sum_{i=0}^{25} h_{eqi} E_{eqi}}{\sum_{i=0}^{25} E_{eqi}} \quad (8)$$

ここで、 h_{eqi} ： i 層目の等価減衰定数を表し、定常振動を仮定したときの各振幅における減衰が等価となるように決定することとする。また、 E_{eqi} ： i 層目の弾性ひずみエネルギーを表し、次式より算出される。

$$E_{eqi} = \begin{cases} \frac{1}{2} k_i \delta_{eqi}^2 & (1 \leq i \leq 25) \\ \frac{1}{2} k_0 \delta_0^2 & (i = 0) \end{cases} \quad (9)$$

ここで、 δ_{eqi} は i 層目の層間変位を表し、各層の等価固有モード ${}_1\phi_{eqi}$ を用いて、次式より算出される。

$$\delta_{eqi} = \frac{{}_1\phi_{eqi} - {}_1\phi_{eqi-1}}{{}_1\phi_{eq0}} \delta_0' \quad (i = 1 \sim 25) \quad (10)$$

免震層の等価減衰定数 h_{eq0} は、文献 14)、15)と同様に、図 4 に示すように、風応答時の各サイクルの振幅 $|\delta_0'|$ が 0 から最大振幅 δ_0' 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、次式より算出される。

$$\begin{aligned} h_{eq0} &= \frac{1}{\delta_0'} \int_0^{\delta_0'} \frac{\Delta E_{eq0ESB}(|\delta_0'|) + \Delta E_{eq0OD}(|\delta_0'|)}{4E_{eq0}(|\delta_0'|)} d|\delta_0'| \\ &= h_{eq0ESB} + h_{eq0OD} \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、 ΔE_{eq0ESB} 、 ΔE_{eq0OD} ：ESB、OD のサイクルエネルギーを表す。なお、本報では、ランク A の応答を対象とするため、弾性すべり支承による免震層の等価減衰定数 h_{eq0ESB}

は 0 である。

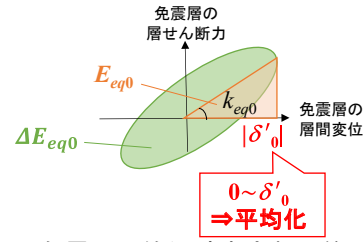


図 4 免震層の等価減衰定数の算出方法

OD による免震層の等価減衰定数 h_{eq0OD} は、本報では、いずれモデルにおいてもオイルダンパーの最大速度はリリーフ速度を下回る（附録 A）ことから、次式より算出される¹⁵⁾。

$$h_{eq0OD} = \frac{C_v {}_1\omega_{eq}}{2k_{01}\mu_0'} \quad (12)$$

$$\mu_0' = \delta_0' / \delta_0 \quad (13)$$

ここで、 C_v ：OD の 1 次減衰係数、 k_{01} ：免震層の 1 次剛性、 μ_0' ：最大塑性率を表す。また、厳密には ${}_1\omega_{eq}$ は $|\delta_0'|$ により変化するが、最大振幅 δ_0' / δ_0 を設定した ${}_1\omega_{eq}$ を用いている。これは、 ${}_1\omega_{eq}$ を一定値とすることで式 (12) 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 $k_{eq0}(|\delta_0'|)$ に対して小さいこと、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（より小さい減衰）となることによる。

また、式 (12) の導出方法は以下に示す。OD による免震層の等価減衰定数 h_{eq0OD} は、次式により算出される。

$$h_{eq0OD} = \frac{1}{\delta_0'} \int_0^{\delta_0'} \frac{\Delta E_{eq0OD}(|\delta_0'|)}{4E_{eq0}(|\delta_0'|)} d|\delta_0'| \quad (14)$$

$$h_{eq0OD} = \frac{C_v {}_1\omega_{eq}}{2\delta_0'} \int_0^{\delta_0'} \frac{1}{k_{eq0}(|\delta_0'|)} d|\delta_0'| \quad (15)$$

弾性範囲 ($\delta_0' \leq \delta_{0y}$) と塑性範囲 ($\delta_0' > \delta_{0y}$) に、積分区間を分離し、式変換を行うと次式で表される。

$$\begin{aligned} h_{eq0OD} &= \frac{C_v {}_1\omega_{eq}}{2\delta_0'} \left\{ \int_0^{\delta_{0y}} \frac{1}{k_{eq0}(|\delta_0'|)} d|\delta_0'| \right. \\ &\quad \left. + \int_{\delta_{0y}}^{\delta_0'} \frac{1}{k_{eq0}(|\delta_0'|)} d|\delta_0'| \right\} \end{aligned} \quad (16)$$

したがって、ランク A 時の h_{eq0OD} は、式 (16) を塑性率、免震層の 2 次剛性比を用いて式変換を行うと次式で表される。

$$h_{eq0OD} = \frac{C_v {}_1\omega_{eq}}{2\delta_0'} \int_0^{\delta_{0y}} \frac{1}{k_{eq0}(|\delta_0'|)} d|\delta_0'| = \frac{C_v {}_1\omega_{eq}}{2k_{01}\mu_0'} \quad (17)$$

上部構造の減衰定数 h_{eqi} は、次式より算出される。

$$h_{eqi} = \frac{\Delta E_{eqi}}{4\pi E_{eqi}} \quad (i = 1 \sim 25) \quad (18)$$

$$\Delta E_{eqi} = 2\pi h_u k_i \delta_{eqi}^2 \quad (19)$$

4.3 各モデルのパラメータ

免震層弾性時の各モデルの等価固有周期 ${}_1T_{eq}$ 、等価減衰定数 ${}_1h_{eq}$ 、等価振動モード β は表 6、7 に示す通りである。表 6、7 より、等価固有周期、等価振動モードは弾性すべり支承の数が等しい同一建物モデルの場合、同じ値となることが確認できる。一方で、等価減衰定数は弾性すべり支承の数が等しいモデルの場合でもオイルダンパーの数が増加することで大きくなることを確認できる。以降、スペクトルモーダル法を用いて風荷重を算出する際の各モデルのパラメータは表 6、7 に示す値を用いる。

表 6 各モデルのパラメータ (建物モデル 4.2)

	X 方向			Y 方向		
	${}_1T_{eq}$	${}_1h_{eq}$	β	${}_1T_{eq}$	${}_1h_{eq}$	β
S3.1D0.6	3.30	0.021	0.335	3.29	0.022	0.316
S3.1D1.2	3.30	0.037	0.335	3.29	0.037	0.316
S4.2D0.6	3.07	0.017	0.395	3.06	0.017	0.373
S4.2D1.2	3.07	0.029	0.395	3.06	0.029	0.373

表 7 各モデルのパラメータ (建物モデル 2.3)

	X 方向			Y 方向		
	${}_1T_{eq}$	${}_1h_{eq}$	β	${}_1T_{eq}$	${}_1h_{eq}$	β
S2.9D1.0	3.38	0.033	0.306	3.29	0.036	0.235
S2.9D2.0	3.38	0.062	0.306	3.29	0.067	0.235
S3.9D1.0	3.20	0.028	0.346	3.10	0.030	0.268
S3.9D2.0	3.20	0.051	0.346	3.10	0.056	0.268

5 スペクトルモーダル法を用いた風荷重の算出方法

スペクトルモーダル法とは、応答を時間領域から周波数領域に変換して解析する手法である。任意の外力波形をフーリエ変換し、得られる PSD に機械的アドミッタンスを乗じることで応答変位の PSD が得られる。また、応答変位の PSD の面積は応答変位の分散に一致する。そのため、応答変位の標準偏差 σ_{InM} は積分法を用い、(20) 式で算出される。なお、荷重指針では、ホワイトノイズを仮定することにより、積分を行わずに標準偏差 σ_{RLB} を算出することが可能であるが、本報ではホワイトノイズの仮定による誤差を考慮し、積分法により標準偏差 σ_{InM} を計算する。また、標準偏差 σ_{InM} を算出する際の等価固有周期 ${}_1T_{eq}$ 、等価減衰定数 ${}_1h_{eq}$ 、等価振動モード β は、表 6、7 に示す値を用いる。

$$\begin{aligned} \sigma_{InM} &= \sqrt{\int_0^{\infty} {}_1S_{eq0}(f)df} \\ &= \sqrt{\int_0^{\infty} \frac{1}{{}_1K^2} |\chi_i(f)|^2 S_{\tilde{F}}(f)df} \end{aligned} \quad (20)$$

ここで、 ${}_1S_{eq0}$: 1 次モーダル変位の PSD, $S_{\tilde{F}}(f)$: モーダル風力の PSD, ${}_1K$: モーダル剛性, $|\chi_i(f)|$: 機械的アドミッタンスを示す。また、モーダル剛性 ${}_1K$ 、機械的アドミッタンス $|\chi_i(f)|$ 、一次モーダル風力 $\tilde{F}(t)$ はそれぞれ次式で表される。

$${}_1K = M_L(2\pi/{}_1f_{eq})^2 \quad (21)$$

$$M_L = \int_0^H m(Z) \left\{ \left(\frac{Z}{H} \right)^\beta \right\}^2 dZ \quad (22)$$

$$|\chi_i(f)|^2 = \frac{1}{\left\{ 1 - \left(\frac{f}{{}_1f_{eq}} \right)^2 \right\}^2 + 4 {}_1h_{eq}^2 \left(\frac{f}{{}_1f_{eq}} \right)^2} \quad (23)$$

$$\tilde{F}(t) = \int_0^H F(Z, t) \left(\frac{Z}{H} \right)^\beta dZ \quad (24)$$

ここで、 M_L : 一般化質量, ${}_1f_{eq}$: 免震層弾性時の等価固有振動数, Z : 高さ, $F(Z, t)$: 変動風力を示す。

免震層の応答変位の標準偏差 σ_{InM0} は標準偏差 σ_{InM} を用いて次式で算出される。

$$\sigma_{InM0} = \mu_0 \sigma_{InM} \quad (25)$$

ここで、 μ_0 : 免震層の固有モードを表す。

したがって、免震層の風荷重 W_{InM} は、免震層の応答変位の標準偏差 σ_{InM0} を用いて次式で表される。

$$W_{InM} = \sigma_{InM0} \cdot g_{RLB} \cdot k_{01} \quad (26)$$

ここで、 g_{RLB} : 荷重指針に基づき算出したピークファクターを表す。

また、風方向では、風洞実験値の風外力から各層の風方向風外力の平均値 W_{meani} を引いた変動成分の標準偏差 σ_{InM0} を算出し、 W_{InM} の評価において、次式のように算出する。

$$W_{InM} = \sigma_{InM0} \cdot g_{RLB} \cdot k_{01} + \sum_1^{25} W_{meani} \quad (27)$$

6 まとめ

本報その 1 では、スペクトルモーダル法を用いたランク A 応答時の組み合わせ風荷重の予測手法の概要を示した。本報その 2 では、ランク A 応答時の予測手法に基づく組み合わせ風荷重と免震層のせん断力の時刻歴解析結果を比較することで提案した手法の精度検証を行う。

参考文献は本報その 3 に併せて示す。

*1 東京科学大学環境・社会理工学院 大学院生

*2 東京科学大学 総合研究院 准教授・博士 (工学)

*3 東京科学大学 総合研究院 助教・博士 (学術)

*4 戸田建設株式会社 技術研究所

*5 戸田建設株式会社 構造設計部

*6 SWCC 株式会社

Grad.Student, School of Environment and Society, Institute of Science Tokyo

Associate Professor, IIR, Institute of Science Tokyo, Dr. Eng.

Assistant Professor, IIR, Institute of Science Tokyo, Ph.D.

Technology Research Institute, TODA Corporation

Structural Design Department, TODA Corporation

SWCC Corporation