

スペクトルモーダル法を用いた弾性すべり支承を有する 超高層免震建物に作用する組合せ風荷重の評価

東京科学大学 立元 拓

1. はじめに

免震建築物の耐風設計指針 (2023) ¹⁾ (以下、耐風設計指針) では、風方向、風直交方向、ねじり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。特に、免震層が風荷重に対して弾性挙動をする場合 (以下、ランク A) は、免震層の耐風安全性は十分に確認できるとされ、建築物荷重指針・同解説 (2015) ²⁾ (以下、荷重指針) によって時刻歴解析を用いずに風応答の諸元を算出することができる。荷重指針では、スペクトルモーダル法に基づき風荷重を評価する方法が用いられている。スペクトルモーダル法を適用する場合、1 次固有周期、1 次減衰定数、1 次振動モード (以下、モーダルパラメータ) を設定する必要がある。しかし、ランク A であっても高層免震建物の風応答を高精度に予測できるモーダルパラメータの設定方法については明らかとなっていない。

そこで本論文では、弾性すべり支承とオイルダンパーを有する超高層免震建物を対象に応答ランク A 時のモーダルパラメータの設定および組合せ風荷重を予測する。

2. 解析モデルおよび風外力概要

2.1 上部構造

本論文では、地上 25 階 ($N=25$)、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。建物モデル 4.2 は、建物幅 $B=24$ m、建物奥行 $D=24$ m、アスペクト比 $H/\sqrt{BD}=4.2$ 、建物モデル 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 $h_u=1\%$ となる剛性比例減衰を設定する。

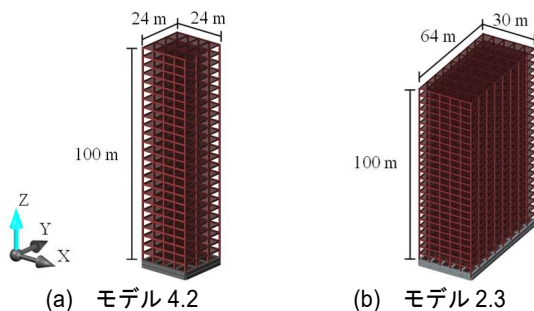


図 1 建物モデル

2.2 風外力概要

風外力は風方向、風直交方向、ねじり方向の 3 方向同時入力とする。風向は、建物モデル 4.2 の場合、 0° の 1 ケース、建物モデル 2.3 の場合、 0° 、 90° の 2 ケースとする。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。風洞実験 ³⁾ (地表面粗度区分 III) 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、本論文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。図 2 に代表して建物モデル 4.2、風向 0° 、25 層目の再現期間 500 年の風力の時刻歴波形を示す。

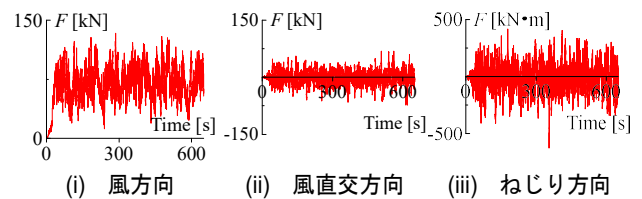


図 2 層風力の時刻歴波形 (建物モデル 4.2, 25 層目)

3. 荷重指針に基づく組合せ風荷重の妥当性の評価

3.1 免震層の概要

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。図 3 に各モデルの免震層の配置を示す。各免震層のモデル名は「ESB(基数)OD(各方向の基数)」とする。

3.2 荷重指針値と時刻歴解析結果の比較

図 4 に再現期間 500 年の 3 方向の風外力を加えた際の各方向の免震層のせん断力 (X 方向: Q_{0X} , Y 方向: Q_{0Y}) の最大値、最小値をプロットしたものを示す。プロットは○が風方向の最大または最小となる点、△が風直交方向の最大または最小となる点を表す。また比較として、荷重指針に基づく組合せ風荷重 W ($\xi_{AII}=0.01, 0.02, 0.04, 0.06, 0.1$) を併記する。組合せ風荷重 W の算出において、固有周期 T_{AII} 、振動モード指数 β_{AII} ²⁾ いずれも、耐風設計指針 ¹⁾ と同様に免震層弾性時の値を用いる。なお、風向 90° では、アスペクト比が 3 未満かつ免震層の応答がラン

ク A となるため、耐風設計指針にに基づき、より簡便な方法により評価した組合せ風荷重（式（1）、以下、簡便法）となる。また、図中の破線は免震層のすべり出し荷重を示しており、0 と風方向荷重 W （AIJ）の平均を中心とした二つの円である。

$$W_L = \gamma W_D \quad \gamma = 0.35 D/B \text{ かつ } \gamma \geq 0.2 \quad (1)$$

ここで、 W_D ：荷重指針に基づく風方向風荷重を表す。

図 4 より、建物モデル 4.2 の場合、風方向においては $\xi_{AIJ} = 0.02$ 、風直交方向においては $\xi_{AIJ} = 0.04$ の場合に荷重指針値と時刻歴解析結果が概ね対応していることがわかる。同様に建物モデル 2.3 の風向 0° の場合、風方向においては $\xi_{AIJ} = 0.01$ 、風直交方向においては $\xi_{AIJ} = 0.02$ 、建物モデル 2.3 の風向 90° の場合、風方向においては $\xi_{AIJ} = 0.02$ 、風直交方向においては $\xi_{AIJ} = 0.01$ の場合に荷重指針値と時刻歴解析結果が概ね対応していることがわかる。

以上のことから、荷重指針に基づく組合せ風荷重の一定の妥当性が確認できる一方で、建物モデル、風方向、風直交方向および風外力の風向によって、荷重指針に基づく組合せ風荷重の妥当な減衰定数の値は異なることが確認できる。そのため、妥当な組

合せ荷重を評価するためにはそれぞれのモデルに応じた適切なモデルパラメータを選定する必要がある。

●：天然ゴム系積層ゴム ▲：弾性すべり支承 ■：オイルダンパー

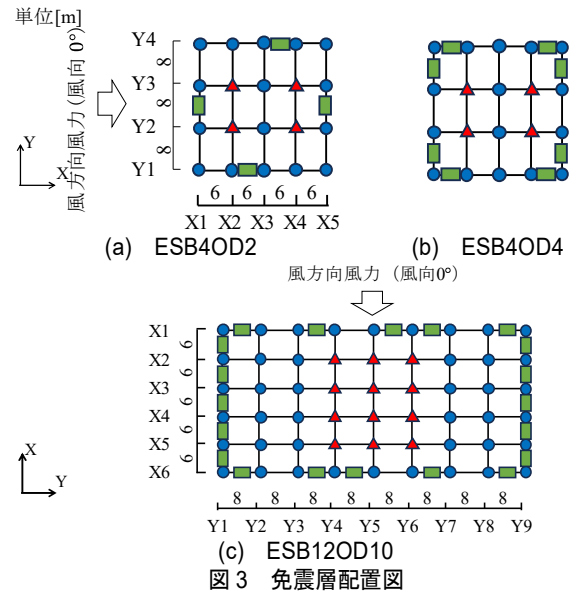


図3 免震層配置図

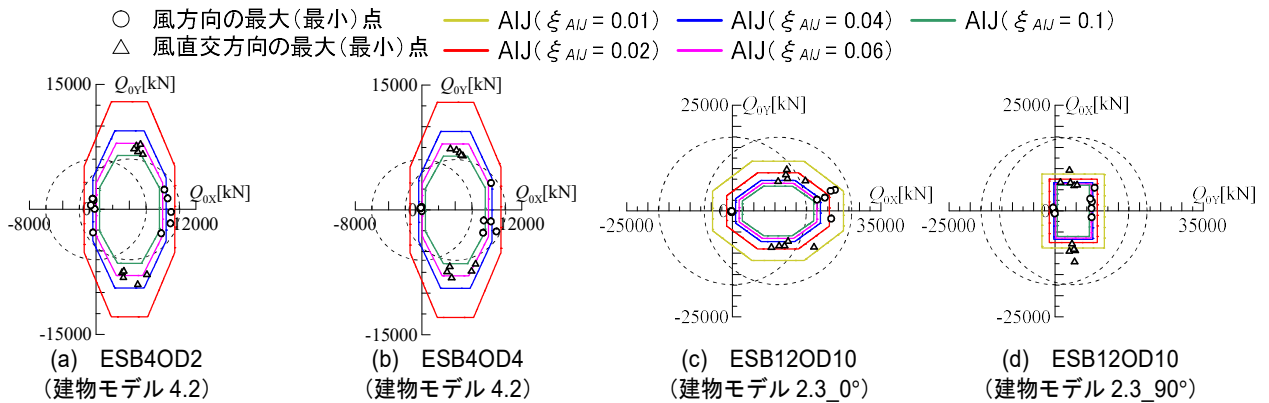


図4 荷重指針に基づく組合せ風荷重と免震層せん断力の関係

4. スペクトルモーダル法による風荷重の予測

4.1 ランク A 時の各パラメータの決定方法

ランク A 時の免震建物全体の 1 次固有円振動数 ${}_1\omega$ 、1 次固有モード $\{ {}_1\phi \}$ を次式により算出する。

$$\{ [K] - {}_1\omega^2 [M] \} \cdot \{ {}_1\phi \} = 0 \quad (2)$$

ここで、 $[K]$ ：全体剛性マトリクス、 $[M]$ ：全体質量マトリクスを表す。

免震建物全体の 1 次減衰定数 ${}_1h$ を、次式より算出する。

$${}_1h = \frac{\sum_{i=0}^N h_i E_i}{\sum_{i=0}^N E_i} \quad (3)$$

ここで、 E_i ： 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。

$$E_i = \frac{1}{2} k_i \delta_i^2 \quad (i = 0 \sim N) \quad (4)$$

ここに、 δ_i ： i 層目の層間変位を表し、 i 層の 1 次固有モード ${}_1\phi_i$ を用いて、次式より算出される。

$$\delta_i = \frac{{}_1\phi_i - {}_1\phi_{i-1}}{{}_1\phi_0} \delta'_0 \quad (i = 1 \sim N) \quad (5)$$

また、 h_i ： i 層目の減衰定数であり、上部構造 ($i = 1 \sim N$) が剛性比例型減衰の場合は $h_i = h_u$ である。 $i = 0$ つまり免震層の減衰定数 h_0 は、次式より算出される。

$$h_0 = h_{0ESB} + h_{0OD} \quad (6)$$

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減衰定数 h_{0ES} は 0 である。

OD による免震層の減衰定数 h_{0OD} 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ス速度を下回ることから、ランク A 時の h_{0OD} は次式よ

り算出される。

$$h_{00D} = \frac{C_v \cdot 1\omega}{2k_{01}} \quad (7)$$

ここで、 C_v : OD の 1 次減衰係数を表す。

4.2 スペクトルモーダル法による風荷重の算出方法

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} は式 (8) で算出される。

$$\begin{aligned} \sigma_{InM} &= \sqrt{\int_0^\infty {}_1S_{q0}(f)df} \\ &= \sqrt{\int_0^\infty \frac{1}{1K^2} |\chi_i(f)|^2 S_{\tilde{F}}(f)df} \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、 ${}_1S_{q0}$: 1 次モーダル変位の PSD, $S_{\tilde{F}}(f)$: 1 次モーダル風力 $\tilde{F}(t)$ の PSD, $1K$: モーダル剛性, $|\chi_i(f)|$: 機械的アドミッタンスを表す。また、モーダル剛性 $1K$, 機械的アドミッタンス $|\chi_i(f)|$, 1 次モーダル風力 $\tilde{F}(t)$ は、それぞれ次式で算出される。

$$1K = M_L(2\pi/1f)^2 \quad (9)$$

$$M_L = \sum_{i=0}^N m_i \{ {}_1\phi_i \}^2 \quad (10)$$

$$\begin{aligned} |\chi_i(f)|^2 &= \frac{1}{\left\{ 1 - \left(\frac{f}{1f} \right)^2 \right\}^2 + 4 {}_1h^2 \left(\frac{f}{1f} \right)^2} \end{aligned} \quad (11)$$

$$\tilde{F}(t) = \sum_{i=1}^N F(i, t) {}_1\phi_i \quad (12)$$

ここで、 M_L : 一般化質量, $1f$: 1 次固有振動数, $F(i, t)$: 変動風力を表す。

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。

$$\sigma_{InM0} = {}_1\phi_0 \sigma_{InM} \quad (13)$$

したがって、免震層の風直交方向の最大変形 δ_{0max} 時における風荷重 W_{InML} 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。

$$W_{InML} = \delta_{0max} \cdot k_{01} = \sigma_{InM0} \cdot g_{RLB} \cdot k_{01} \quad (14)$$

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し、次式より算出される。

$$g_{RLB} = \sqrt{2 \ln(600 {}_1f)} + 1.2 \quad (15)$$

一方、免震層の風方向の風荷重 W_{InM} は、ランク A を対象としているため、変動風荷重 W'_{InM} と平均風荷重 $\bar{W}_{InM}$ の和として次式で表す。

$$\begin{aligned} W_{InMD} &= \bar{W}_{InMD} + W'_{InMD} \\ &= \sum_1^N \bar{F}_i + \sigma_{InM0} \cdot g_{RLB} \cdot k_{01} \end{aligned} \quad (16)$$

ここで、 $\bar{F}_i$: i 層目の風方向風外力の平均風力を表す。

4.3 ランク A となる免震層の推定

図 5 に、耐風設計指針¹⁾の考え方に基づき、荷重指針²⁾に示される相関係数の値を用いて算出した組合せ風荷重 (赤実線) と免震層のすべり出し荷重 Q_{0y} (黒破線) の関係を示す。最大風荷重 W_{max} は原点から赤実線の各点までの距離 $W_{r1} \sim W_{r4}$ の最大の値となる (式 (17))。

$$W_{max} = \text{Max}(W_{r1}, W_{r2}, W_{r3}, W_{r4}) \quad (17)$$

スペクトルモーダル法に基づく最大風荷重 W_{max} と弾性すべり支承のすべり出し荷重 Q_{0y} を比較することでランク A となる免震層を推定する。

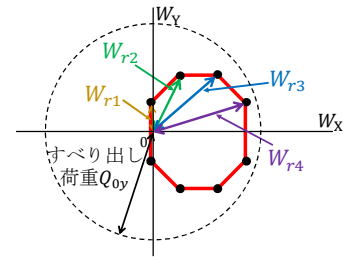


図 5 各組合せ風荷重の原点から距離

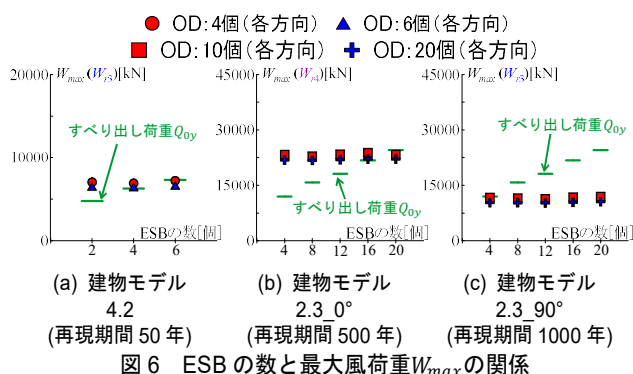
以下にランク A となる免震層の推定方法の流れを示す。

- Step.1 : NRB, ESB, OD の数および配置を仮定し、長期軸力に基づきすべり出し荷重 Q_{0y} を算出する。
- Step.2 : 式 (2) および (3) に基づき、モーダルパラメータを決定する。
- Step.3 : モーダルパラメータを用いて、式 (17) より、最大風荷重 W_{max} を算出する。
- Step.4 : 算出した最大風荷重 W_{max} がすべり出し荷重 Q_{0y} を上回る場合は、免震層の配置を見直し、OD もしくは ESB の数を増大させる (Step.1 に戻る)。

図 6 (a) ~ (c) に各建物モデルにおいて、Step.1 ~ Step.4 より算出した最大風荷重 W_{max} と各建物モデルにおける ESB の数の関係を示す。なお、図中の縦軸の () 内には、各建物モデルにおける $W_{r1} \sim W_{r4}$ うち最大風荷重 W_{max} となるものを示す。また、図中にはそれぞれの ESB の数におけるすべり出し荷重 Q_{0y} (緑実線) を併記している。なお、それぞれの建物モデルにおける ESB や OD の配置数の上限を考慮して、それぞれの建物モデルにおける再現風速を決定した。

図 6 から建物モデル 4.2 の風向 0° の場合、ESB が 4 個、OD が各方向 6 個および ESB が 6 個、OD が各方向 4 個の免震層において、最大風荷重 W_{max} がすべ

り出し荷重 Q_{0y} と概ね一致しており、ランク A の応答となる限界値であることが推定できる。同様に、建物モデル 2.3 の風向 0° の場合、ESB が 16 個、OD が各方向 20 個の免震層、建物モデル 2.3 の風向 90° の場合、ESB が 4 個、OD が各方向 10 個の免震層において、最大風荷重 W_{max} がすべり出し荷重 Q_{0y} と概ね一致しており、ランク A の応答となる限界値であることが推定できる。そのため、それぞれの免震層においてスペクトルモーダル法に基づく組合せ風荷重の精度検証を行う。



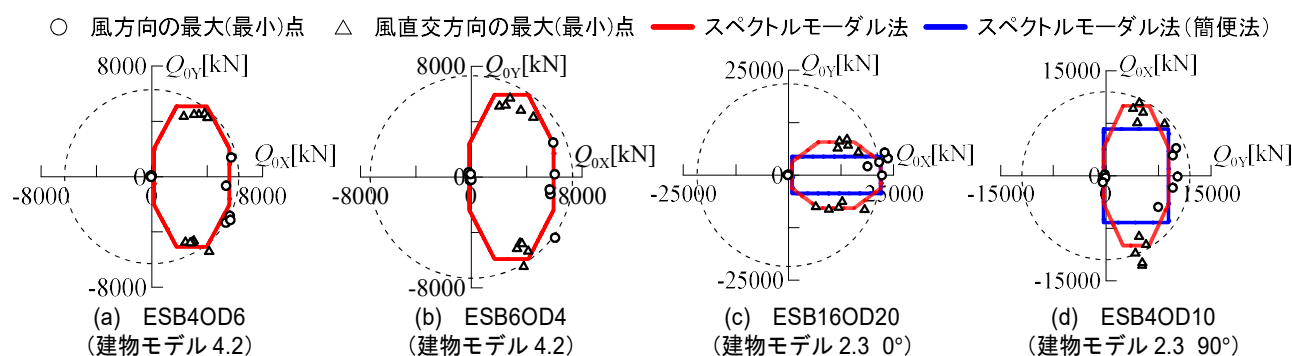
4.4 予測精度の検証

図 7 に 3 方向の風外力を加えた際の各方向の免震

層のせん断力 (X 方向: Q_{0x} , Y 方向: Q_{0y}) の最大値、最小値をプロットしたものとスペクトルモーダル法に基づく組合せ風荷重の比較を示す。なお、建物モデル 2.3 では、アスペクト比が 3 未満かつ免震層の応答ランクがランク A となるため、簡便法に基づく組合せ荷重を併記している。また、図中の破線は免震層のすべり出し荷重を示した円である。

はじめに、時刻歴解析結果 (プロット) により免震層の応答のランクを確認する。図 7 より、応答にはばらつきがみられるものの、いずれのモデルにおいても免震層の最大せん断力 (プロット) は、概ねすべり出し荷重 Q_{0y} (黒破線) 以下に収まっており、ランク A となることが確認できる。つまり、図 6 を用いて行ったランク A の免震層の設計の有用性が確認された。

次に、スペクトルモーダル法に基づく組合せ風荷重 W_{inM} の予測精度について確認する。図 7 より、いずれのモデルにおいても、スペクトルモーダル法に基づく組合せ風荷重は時刻歴解析値と概ね一致することが確認できる。また、図 7 より、簡便法に基づく組合せ風荷重は、風直交方向において時刻歴解析値と比べて誤差が大きくなっており、アスペクト比 3 未満かつランク A の場合においても簡便法を用いる場合には注意が必要である。



5. まとめ

本論文では、弾性すべり支承とオイルダンパーを有する超高層免震建物を対象に応答ランク A 時のモーダルパラメータの設定および組合せ風荷重の予測を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 免震層や上部構造の特性を考慮し、決定したモーダルパラメータを用いて荷重指針による組合せ風荷重を算出した結果、時刻歴解析結果と精度よく対応することが確認された。
- 2) モーダルパラメータを用いた荷重指針による組合せ風荷重によって、ランク A となる免震層の設計を高精度化することができる。
- 3) 耐風設計指針では、アスペクト比が 3 未満の建物

において、簡便法による組合せ風荷重を用いることが認められているが、時刻歴解析結果との違いが確認されたため、アスペクト比が 3 未満の建物においても、アスペクト比が 3 以上の建物と同様に組合せ風荷重を評価することが望まれる。

【参考文献】

- 1) 免震建築物の耐風設計指針 (2023), 日本免震構造協会, 2023.3
- 2) 建築物荷重指針・同解説 (2015), 日本建築学会, 2015.2
- 3) 二村夏樹, 佐藤大樹, 稲井慎介, 桑素彦, 川又哲也, 石田琢志, 平井宏幸, 得能将紀, 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に対する時刻歴風応答解析を用いたクリープ性を考慮した簡易風応答評価, 日本建築学会技術報告集, 第 28 巻, 第 68 号, pp.85-90, 2022.2