

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
Title(English)	Time history wind-response analysis of high-rise baseisolated buildings with high-friction sliding bearing Part1.Performance of wind tunnel experiment airflow and wind force
著者(和文)	二村夏樹, 佐藤大樹, 稲井慎介, 石田琢志, 丸尾純也
Authors(English)	Natsuki Futamura, Daiki Sato, Shinsuke Inai, Takushi Ishida, Junya Maruo
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 305-308
Citation(English)	, , , pp. 305-308
発行日 / Pub. date	2021, 3

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

構造—振動

正会員 ○ 二村夏樹^{*1}正会員 佐藤大樹^{*2}// 稲井慎介^{*3}// 石田琢志^{*3}

超高層免震建物 高摩擦弾性すべり支承 風洞実験

// 丸尾純也^{*3}

1. はじめに

従来、中低層 RC 造建物に主として採用されてきた免震構造は、技術的な発展とともに超高層建物にも積極的に採用されるようになってきている。しかし、建物が高層化すると地震外力に対して相対的に風外力が大きくなるのに加え、風外力は地震外力に比べて継続時間が長いという特徴があり、風外力に対する応答評価がこれまで以上に重要となってくる。前述した特徴に加えて、風外力には平均成分が存在する。そのため、風外力作用時の免震部材のクリープ変形について検討する必要があるとされている¹⁾。

風外力作用時の免震部材のクリープ変形に関する研究は、これまでいくつか例がある。竹中らは、代表的な免震装置のうち、クリープ性を顕著に有する鉛プラグ型積層ゴムを対象に、クリープ性の影響を実験的に考察し、その評価法について検討を行っている²⁾。しかし、すべり支承などの通常にはクリープ性を有さない弾塑性ダンパーを含む免震システムを対象とした、風外力作用時の免震建物の応答性状の把握は十分とは言えない。

すべり支承は通常にはクリープ性を有さない免震部材であるが、滑動時の剛性がないことや軸力変動などにより、摩擦力変動の影響を受けることが明らかになっている。よって、風外力により滑動が生じる場合にはクリープ性を有するものとみなされ、設計に注意が必要である³⁾。そこで本報では、通常クリープ性を有さない免震部材としてすべり支承を有する免震システムを対象に、風応答性状を明らかにすることを目的とする。本報その1では、風洞実験気流特性および風力特性について荷重指針⁴⁾との比較を行い、風洞実験の妥当性を検討する。本報その2では、天然ゴム系積層ゴム支承、高摩擦弾性すべり支承、オイルダンパーを有する超高層免震建物の風応答性状を、風洞実験より得られた層風力データを用いた時刻歴応答解析により明らかにする。

2. 風洞実験概要

2.1 風洞諸元

本実験は、国立研究開発法人建築研究所の風雨実験棟内にある乱流境界層風洞⁵⁾を用いて実施した。風洞の形式は、密閉回流型（ゲッチングン型）である。風洞の基本仕様を表1に示す。

表1 乱流境界層風洞の基本仕様⁵⁾

形式	閉回流型（ゲッチングン型）
測定部断面寸法	3000 mm (B) × 2500 mm (H)
測定部長さ	25000 mm
縮流比	8:1
風速範囲	0.5~24.4 m/s
乱れの強さ	0.14
送風機出力	350 kw
送風機口径	4000 mm

2.2 対象建築物および実験条件

対象建築物の諸元を表2に示す。幅と奥行き $B = D = 50$ m とし、高さ $H = 150$ m の Model 1 と、 $H = 200$ m の Model 2 の、高さが異なる2種類とする。設計風速 U_H は地表面粗度区分Ⅲ、基準風速 $U_0 = 36$ m/s、再現期間 500 年とし、Model 1 は $U_H = 54.7$ m/s、Model 2 は $U_H = 57.9$ m/s である。模型縮尺は 1/500 とし、風向は建物に正対する1方向のみとする。圧力測定点は図1に示すように高さ方向に7点、計196点とする。また、風速の測定点位置はターンテーブルの風上側先端とし、サンプリング間隔は 1000 Hz、測定時間は 65.536 秒である。

表2 対象建築物諸元

	幅 B	奥行 D	高さ H	設計風速 U_H
Model 1	50 m	50 m	150 m	54.7 m/s
Model 2	50 m	50 m	200 m	57.9 m/s

3.2 風方向における各種値の荷重指針値との比較

荷重指針より算出される風力係数 C_{Di} , 風方向変動転倒モーメントに関する係数 C'_g , 平均転倒モーメントに関する係数 C_g , 風方向スペクトル係数 $F_D(f)$ と, 風洞実験より算出される C_{Di} , C'_g , C_g , $F_D(f)$ の比較を行う。なお, 荷重指針における C_{Di} の算出方法については, 文献 4) を参照されたい。

風洞実験より算出される C'_g および C_g は式(2), (3)で表される 4), 6)。

$$C'_g = \frac{\sigma_{MDQ}}{q_H \cdot B \cdot H^2 \cdot C_H} \quad (2)$$

$$C_g = \frac{\overline{M_D}}{q_H \cdot B \cdot H^2 \cdot C_H} \quad (3)$$

ここで, σ_{MDQ} : 風方向転倒モーメントの非共振成分の標準偏差, $\overline{M_D}$: 風方向転倒モーメントの平均値, B : 見付幅, C_H : 建物頂部における風力係数を表す。なお, σ_{MDQ} は式(4)で表される。

$$\sigma_{MDQ} = \sqrt{\int_0^\infty S_{MD}(f) df} \quad (4)$$

ここで, $S_{MD}(f)$: 風力として作用する風方向転倒モーメントのパワースペクトル密度を表す。

風洞実験結果より算出される風方向スペクトル係数 $F_D(f)$ は式(5)で表される 4), 6)。

$$F_D(f) = \frac{f \cdot S_{MD}(f)}{\sigma_{MDQ}^2} \quad (5)$$

風洞実験値を用いずに荷重指針より算出される C'_g , C_g は式(6), (7)で表される 4), 6)。

$$C'_g = 2I_H \frac{0.49 - 0.14\alpha}{1 + \left\{ 0.63 \left(\sqrt{B \cdot H} / L_H \right)^{0.56} / (H/B)^{0.07} \right\}} \quad (6)$$

$$C_g = \frac{1}{3 + 3\alpha} + \frac{1}{6} \quad (7)$$

ここで, I_H , L_H : 基準高さ H における乱れ強さ, 乱れのスケール, α : 風速の鉛直分布を表すパラメータを表す。

風洞実験値を用いずに荷重指針より算出される $F_D(f)$ は, 式(8)で表される 4), 6)。

$$F_D(f) = \frac{I_H^2 \cdot F(f) \cdot S_D(f) \cdot (0.57 - 0.35\alpha + 2R(f)\sqrt{0.053 - 0.042\alpha})}{C'_g} \quad (8)$$

ここで, $F(f)$: 風速スペクトル係数, $S_D(f)$: 規模係数, $R(f)$: 風上面と風下面の風圧の相関を表す係数を表す。 $F(f)$, $S_D(f)$, $R(f)$ は式(9)~(11)より算出される。

$$F(f) = \frac{4 \cdot f \cdot L_H / U_H}{\left\{ 1 + 71 \left(f \cdot L_H / U_H \right)^2 \right\}^{5/6}} \quad (9)$$

$$S_D(f) = \frac{0.9}{\left\{ 1 + 6 \left(f \cdot L_H / U_H \right)^3 \right\}^{0.5} \left\{ 1 + 3 \left(f \cdot L_H / U_H \right) \right\}} \quad (10)$$

$$R(f) = \frac{1}{1 + 20 \left(f \cdot B / U_H \right)} \quad (11)$$

ここに, U_H : 基準高さ H における設計風速を表す。

図 5 に荷重指針値 (AIJ) および風洞実験値 (Exp.) の風力係数 C_{Di} を比較した図を, 表 3 に荷重指針値 (AIJ) および風洞実験値 (Exp.) の C'_g , C_g および C'_g / C_g を比較したものを示す。図 5 より, 特に Model 1 の最上層において, 風洞実験値 (Exp.) が荷重指針値 (AIJ) より小さくなっているが, 全体の傾向としては概ね一致していることが確認できる。一方で, 表 3 より, C'_g / C_g については荷重指針値 (AIJ) と風洞実験値 (Exp.) の差異は約 15% 以内に留まっており, 概ね一致していることが確認できる。

図 6 に荷重指針値 (AIJ) および風洞実験値 (Exp.) の風方向スペクトル係数 $F_D(f)$ を比較したものを示す。なお, 図 6 中の横軸 f^* は, 振動数を無次元化した値である ($f^* = fB / U_H$)。いずれのモデルでも, 全体として概ね一致していることが確認できる。

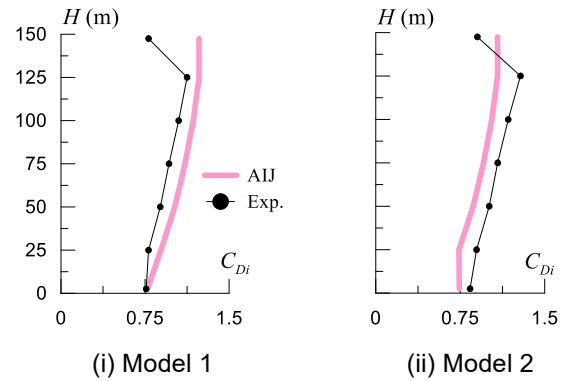


図 5 風力係数の比較

	Model 1		Model 2	
	AIJ	Exp.	AIJ	Exp.
C'_g	0.091	0.16	0.085	0.12
C_g	0.44	0.67	0.44	0.61
C'_g / C_g	0.20	0.24	0.19	0.20

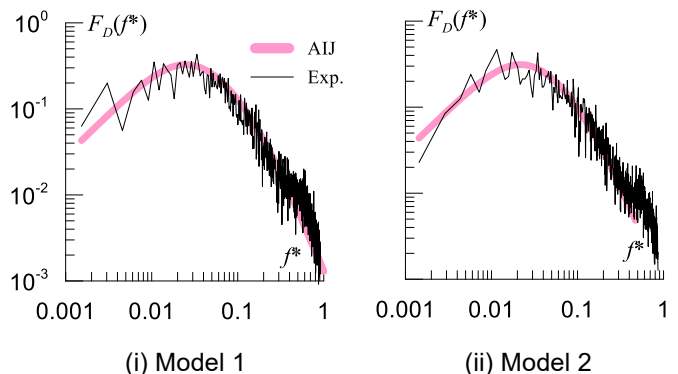


図 6 風方向スペクトル係数の比較

3.3 風直交方向における各種値の荷重指針値との比較

風洞実験結果より算出される風直交方向変動転倒モーメント係数 C'_L は、建築物がロッキングモードで振動することを仮定し、式(12)で表される^{4),6)}。

$$C'_L = \frac{{}_1\sigma_L}{q_H \cdot B^2 \cdot H^2} \quad (12)$$

ここで、 ${}_1\sigma_L$: 1次変動転倒モーメント ${}_1L(t)$ の標準偏差を表す。 ${}_1L(t)$ および ${}_1\sigma_L$ は、1次モーダル風外力 ${}_1F(t)$ を用いて式(13)、(14)で表される。

$${}_1L(t) = H \cdot {}_1F(t) = H \cdot \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot F_i(t) \quad (13)$$

$${}_1\sigma_L = H \cdot {}_1\sigma_F \quad (14)$$

ここで、 N : 層数、 ${}_1\phi_i$: i 層の1次固有振動モード、 $F_i(t)$: i 層の風外力時刻歴、 ${}_1\sigma_F$: ${}_1F(t)$ の標準偏差を表す。

風洞実験結果より算出される風直交方向スペクトル係数 $F_L(f)$ は、建築物がロッキングモードで振動することを仮定し、式(15)で表される^{4),6)}。

$$F_L(f) = \frac{f \cdot S_{M}(f)}{{}_1\sigma_L^2} \quad (15)$$

ここで、 $S_M(f)$: 振動数 f における1次変動転倒モーメント ${}_1L(t)$ のパワースペクトル密度を表す。

風洞実験値を用いずに荷重指針より算出される C'_L は式(16)で表される^{4),6)}。

$$C'_L = 0.0082 \left(\frac{D}{B}\right)^3 - 0.071 \left(\frac{D}{B}\right)^2 + 0.22 \left(\frac{D}{B}\right) \quad (16)$$

同じく荷重指針より算出される $F_L(f)$ は、式(17)~(23)で表される^{4),6)}。

$$F_L(f) = \sum_{j=1}^m \frac{4\kappa_j (1+0.6\beta_j)\beta_j}{\pi} \cdot \frac{(f/f_j)^2}{\{1-(f/f_j)^2\}^2 + 4\beta_j^2(f/f_j)^2} \quad (17)$$

$$m = \begin{cases} 1 & (D/B < 3) \\ 2 & (D/B \geq 3) \end{cases} \quad (18)$$

$$\kappa_1 = 0.85, \kappa_2 = 0.02 \quad (19)$$

$$\beta_1 = \frac{\left(\frac{D}{B}\right)^4 + 2.3\left(\frac{D}{B}\right)^2}{2.4\left(\frac{D}{B}\right)^4 - 9.2\left(\frac{D}{B}\right)^3 + 18\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 9.5\left(\frac{D}{B}\right) - 0.15} + \frac{0.12}{\left(\frac{D}{B}\right)} \quad (20)$$

$$\beta_2 = \frac{0.28}{\left(\frac{D}{B}\right)^{0.34}} \quad (21)$$

$$f_{s1} = \frac{0.12}{\left\{1 + 0.38\left(\frac{D}{B}\right)^2\right\}^{0.89}} \cdot \frac{U_H}{\left(\frac{D}{B}\right)} \quad (22)$$

$$f_{s2} = \frac{0.56}{\left(\frac{D}{B}\right)^{0.85}} \cdot \frac{U_H}{B} \quad (23)$$

表4に荷重指針値(AIJ)および風洞実験値(Exp.)の C'_L を比較したものを示す。いずれのモデルでも、精度よく一致していることが確認できる。

図7に荷重指針値(AIJ)および風洞実験値(Exp.)の風直交方向スペクトル係数 $F_L(f)$ を比較したものを示す。なお、図7中の横軸 f^* は、振動数を無次元化した値である ($f^* = fB/U_H$)。いずれのモデルでも、 f^* が0.1以下の低振動数領域において、荷重指針値が風洞実験値よりも小さくなっているが、ピークおよび f^* が0.1以上の領域においては概ね一致していることが確認できる。

表4 変動転倒モーメント係数の比較

Model 1		Model 2	
AIJ	Exp.	AIJ	Exp.
0.16	0.15	0.16	0.16

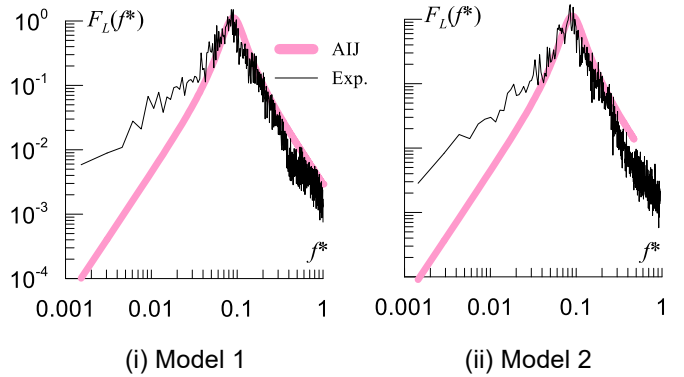


図7 風直交方向スペクトル係数の比較

4. まとめ

高さの異なる2つの超高層免震建物を対象に、風洞実験を行った。また、風洞実験気流特性および風力特性について、荷重指針値との比較を行い、風洞実験の妥当性を示した。その2では、天然ゴム系積層ゴム支承、高摩擦弾性すべり支承、オイルダンパーを有する超高層免震建物の風応答性状を、その1で示した風洞実験より得られた風力を用いた弾塑性時刻歴応答解析により明らかにする。

謝辞、参考文献

その2にまとめて示す。

*1 東京工業大学環境・社会理工学院 大学院生

*2 東京工業大学未来産業研究所 准教授・博士(工学)

*3 戸田建設株式会社 技術開発センター

Graduate Student, School of Environment and Society, Tokyo Institute of Technology

Associate Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Research and Development Center, TODA Corporation