

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	荷重指針に基づく風応答時におけるベースシア係数の評価 その1 風洞実験気流および風力特性に関する検討
Title(English)	Evaluation of base shear coefficient during wind response based on load guidelines Part 1 Wind tunnel experiment airflow and wind characteristics
著者(和文)	立元拓, 佐藤大樹, 牧平康也, 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, Koya Makihira, 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. 473-476
Citation(English)	, , , pp. 473-476
発行日 / Pub. date	2024, 3
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

荷重指針に基づく風応答時におけるベースシア係数の評価

その1 風洞実験気流および風力特性に関する検討

構造—振動

正会員 ○ 立元拓^{*1}正会員 佐藤大樹^{*2}〃 牧平康也^{*1}〃 稲井慎介^{*3}〃 桑素彦^{*4}〃 川又哲也^{*4}〃 得能将紀^{*4}〃 丸尾純也^{*3}〃 三須基規^{*5}

風洞実験 風力特性 パワースペクトル密度

1 はじめに

近年、技術の発展により超高層建物にも免震構造を採用する事例が増えている。しかし、風外力は建物の高層化により大きくなり、また、継続時間が長く、長周期側に卓越したエネルギーをもつという特徴から風外力に対して応答が塑性範囲に及ぶ可能性がある。現行の耐風設計では応答が塑性範囲に及ぶ場合、時刻歴解析が必要であり、膨大な計算処理が必要となる。また、免震部材の一つである弾性すべり支承は、風方向風外力を受けた際、応答が想定よりも増大することが知られている。

弾性すべり支承の風応答に関する先行研究として、牧平らは弾性すべり支承の速度依存性を考慮した解析モデルの提案を行っている¹⁾。しかし、依然として応答評価のためには時刻歴解析が必要である。

建築物荷重指針・同解説(2015)²⁾(以下、荷重指針)により時刻歴解析を用いず、風応答の諸元を算出することができる。そこで、本報では、荷重指針に基づくベースシア係数を用いて弾性すべり支承を有する免震建物の応答を予測することを目的とする。本報その1では、風洞実験気流および風力特性について荷重指針との比較を行い、風洞実験の妥当性を確認する。本報その2では、弾性すべり支承を有する免震建物を対象とし、荷重指針に基づくベースシア係数を用いて、すべり材がすべり出す設計風速を推定した上で、応答を確認する。

2 風洞実験概要

2.1 対象建築物および風洞実験条件

対象の建物の諸元を表1に示す。アスペクト比(高さ H /幅 B)=3.0、辺長比(奥行 D /幅 B)=1.0のModel 3.0-1.0(モデル名は $H/\sqrt{B \cdot D} - D/B$)とアスペクト比=4.0、辺長比=1.0のModel 4.0-1.0とアスペクト比=1.5、辺長比=0.5のModel 2.1-0.5の3種類とする。また、それぞれのモデルにおいて高さ H を50~300 mとした建築物を

用いる。風外力は地表面粗度区分III、基準風速 $U_0=36$ m/sでの再現期間500年風外力へと変換を行った。模型縮尺は1/500とし、風向角 θ はModel 3.0-1.0, Model 4.0-1.0は 0° (建物に正対する方向)、Model 2.1-0.5のみ風向角 θ は 0° , 90° (建物に直交する方向)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。サンプリング間隔は1000 Hz、測定時間は65.336秒である。

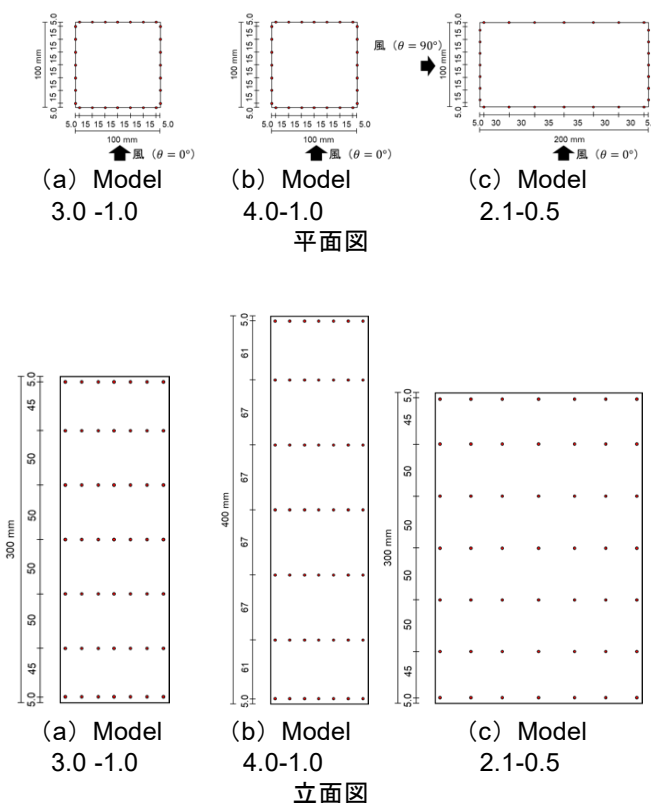


図1 圧力測定点

表 1 対象建築物諸元

Model	Model 3.0 -1.0	Model 4.0-1.0	Model 2.1-0.5
アスペクト比 (H/B)	3.0	4.0	1.5
辺長比 (D/B)	1.0	1.0	0.5
$H/\sqrt{B \cdot D}$	3.0	4.0	2.1

2.2 実験気流

図 2 に実験気流の平均風速 U ，乱れ強さ I_z の鉛直分布を示す⁴⁾。図 2 中示す Z は，風洞床面からの高さを表し， U (AIJ)， I_u (AIJ) は Z を用いて文献 2) から算出する。 U (Exp.)， I_u (Exp.) は風洞実験における平均風速および乱れ強さの鉛直分布を表す。図 2 より，実験値と荷重指針値は風洞床面からの高さが高くなるほど誤差が大きくなる傾向が見られるが，全体としては概ね一致していることがわかる。

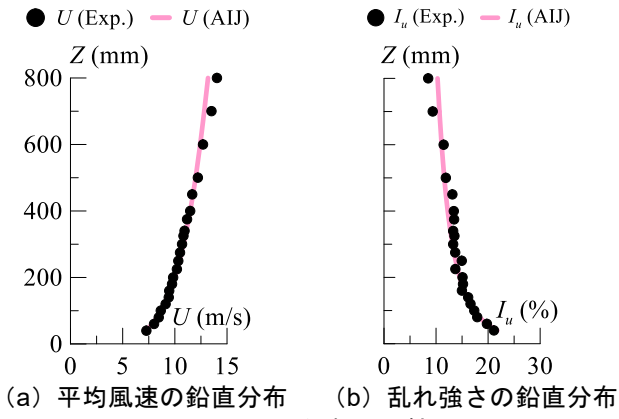


図 2 風力係数の比較

3 実験結果

3.1 層風力時刻歴

層風力のデータを 10 分間区切りで 3 波作成した。なお，本報では時刻歴応答解析での過渡応答の影響を避け，かつ残留変位を評価するため，各波形の前半に 50 秒のエンベロープを設けている。図 3 に建物高さ $H=300$ m，風向角 0° の Model 3.0-1.0, Model 4.0-1.0 また風向角 $0^\circ, 90^\circ$ の Model 2.1-0.5 の風方向，風直交方向の頂部 (10 層目) の時刻歴解析層風力の一例を示す。

3.2 風力係数の比較

荷重指針²⁾では風力係数 C_{Di} を (1) 式としている。

$$C_{Di} = C_{pe1i} - C_{pe2i} \quad (1)$$

ここで， C_{pe1i} ：風上壁面の外圧係数， C_{pe2i} ：風下壁面の外圧係数を表す。

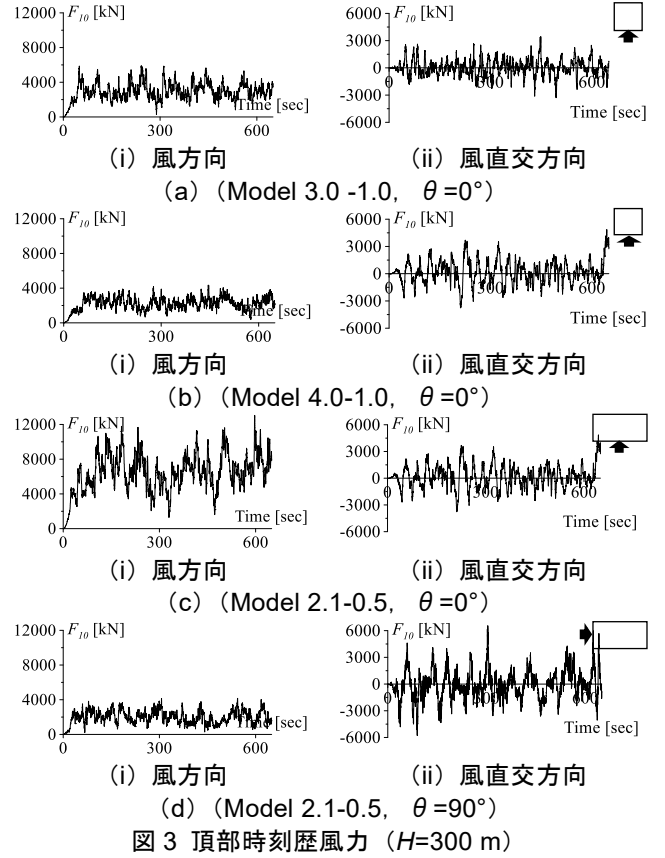


図 3 頂部時刻歴風力 ($H=300$ m)

また， C_{pe1i} ， C_{pe2i} は式 (2)，(3) で表される。

$$C_{pe1i} = 0.8k_z \quad (2)$$

$$C_{pe2i} = \begin{cases} -0.5 & (B \geq D) \\ -0.35 & (B < D) \end{cases} \quad (3)$$

ここで， k_z ：高さ方向分布係数を表す。

k_z は式 (4) で表される。

$$k_z = \begin{cases} (Z_b/H)^{2\alpha} & (Z \leq Z_b) \\ (Z/H)^{2\alpha} & (Z_b < Z < 0.8H) \\ 0.8^{2\alpha} & (Z_b \geq 0.8H) \end{cases} \quad (4)$$

ここで， Z ：地表面からの高さ， Z_b ：地表面粗度区分により決まる高さ (10 m)， α ：地表面粗度区分により決まるパラメータ (0.2) を表す。

一方，実験値から得られる風方向の平均風力係数 $\bar{C}_{Fi}$ は式 (5) 式で表される。

$$\bar{C}_{Fi} = \bar{F}_i / \left(\frac{1}{2} \rho U_H^2 \cdot A_i \right) \quad (5)$$

ここで， $\bar{F}_i$ ：風力の平均値， ρ ：空気密度， U_H ：設計風速， A_i ：各層の負担面積を表す。

図 4 に荷重指針値 (AIJ) および風洞実験値 (Exp.) の 3 波と風洞実験で計測した全継続時間 (500 年再現期間，Model 3.0-1.0 で 19 波分に相当) の場合の風力係数 C_{Di} の比較を示す。図 3 より最上層において，風洞実験 (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わかる。

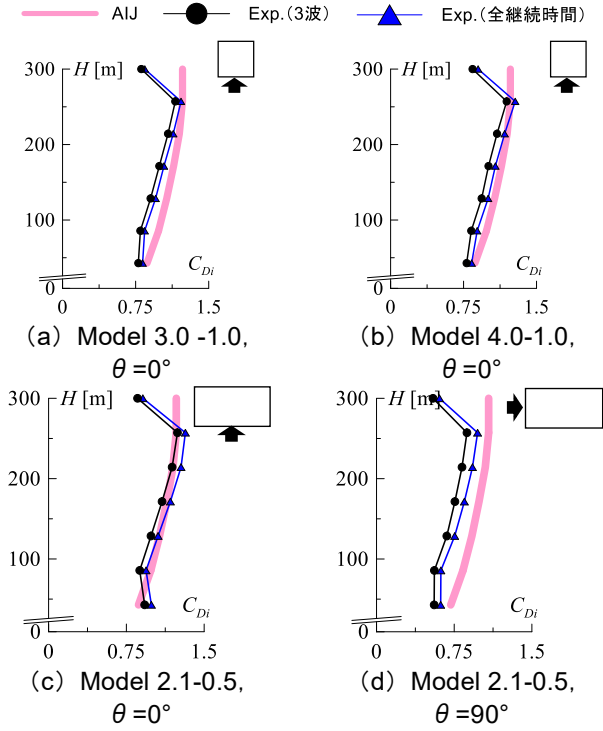


図4 風力係数の比較

3.3 風方向のパワースペクトル密度の比較

風方向の風力のパワースペクトル密度 S_{ML} の実験値と荷重指針値の比較を行う。

風力として作用する風方向転倒モーメントの変動成分のパワースペクトル密度 $S_{MD}(f)$ は次式で表される。²⁾

$$S_{MD}(f) = \frac{\sigma_{FD}^2 F_D(f)}{f} \quad (6)$$

ここで、 σ_{FD} ：風外力の標準偏差、 $F_D(f)$ ：風方向スペクトル係数、 f ：振動数を表す。

また、 σ_{FD} は、式(7)で表される。

$$\sigma_{FD} = \frac{\sigma_g}{H} \quad (7)$$

荷重指針より、算出される振動数 f における $F_D(f)$ は、式(8)で表される。

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

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

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

$$S_D = \frac{0.9}{\left\{ 1 + 6 \left(\frac{1}{2} f_D H \right)^2 \right\}^{0.5} \left(1 + 3 \frac{1}{2} f_D B \right)} \quad (10)$$

$$R = \frac{1}{1 + 20 \frac{1}{2} f_D B}{U_H} \quad (11)$$

ここで、 L_H ：基準高さにおける乱れスケール、 U_H ：基準高さ H における設計風速、 B ：見付幅を表す。

図5にそれぞれのモデルにおいて建物高さ $H = 300$ m の場合の荷重指針値 (AIJ) および風洞実験値 (Exp.) の風方向のパワースペクトル密度 S_{MD} の比較を示す。いずれのモデルでも、荷重指針値 (AIJ) と風洞実験値 (Exp.) は概ね一致していることがわかる。

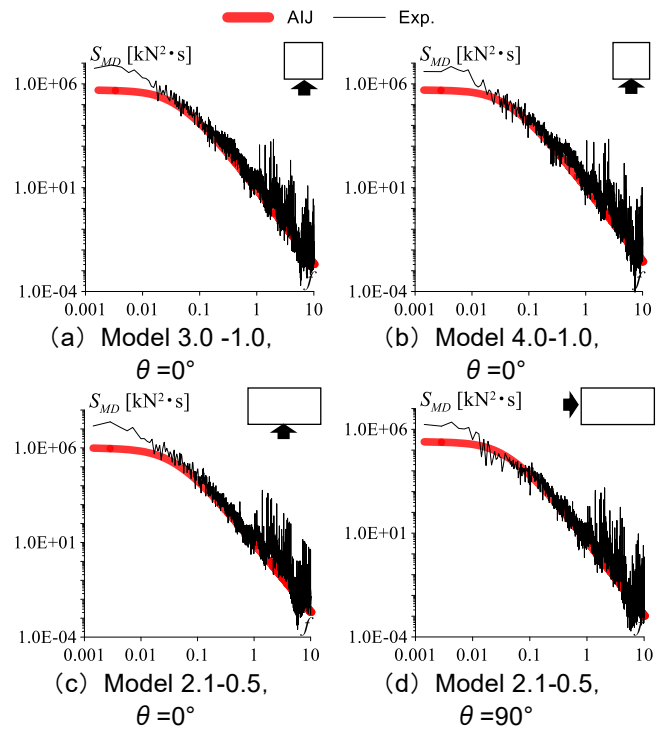


図5 風方向 PSD の比較 ($H = 300$ m)

3.4 風直交方向のパワースペクトル密度の比較

荷重指針により算出される振動数 f における風直交方向の風力のパワースペクトル密度 $S_{ML}(f)$ は次式で表される。

$$S_{ML}(f) = \frac{\sigma_{FL}^2 F_L(f)}{f} \quad (12)$$

ここで、 σ_{FL} ：風外力の標準偏差、 $F_L(f)$ ：風直交方向スペクトル係数、 f ：振動数を表す。

σ_{FL} は、式(13)で表される。

$$\sigma_{FL} = \frac{\sigma_L}{H} \quad (13)$$

ここで、 σ_L ：風直交方向転倒モーメントの変動成分の非共振成分の標準偏差を表す。

荷重指針より、 C'_L は式(14)で表される。

$$C'_L = 0.0082 \left(\frac{D}{B} \right)^3 - 0.071 \left(\frac{D}{B} \right)^2 + 0.22 \left(\frac{D}{B} \right) \quad (14)$$

荷重指針より、振動数 f における $F_L(f)$ は、式(15)~(21)で表される。

$$F_L(f) = \sum_{j=1}^m \left\{ \frac{4\kappa_j(1+0.6\beta_j)}{\pi} \right. \quad (15)$$

$$\left. \times \frac{(f/f_{sj})^2}{\{1 - (f/f_{sj})^2\}^2 + 4\beta_j^2(f/f_{sj})^2} \right\} \quad (16)$$

$$m = \begin{cases} 1 & D/B < 3 \\ 2 & D/B \geq 3 \end{cases} \quad (17)$$

$$\kappa_1 = 0.85 \quad \kappa_2 = 0.02 \quad (18)$$

$$\beta_1 = \frac{0.12}{(D/B)} + \quad (19)$$

$$\frac{(D/B)^4 + 2.3(D/B)^2}{2.4(D/B)^4 - 9.2(D/B)^3 + 18(D/B)^2 + 9.5(D/B) - 0.15}$$

$$\beta_2 = \frac{0.28}{(D/B)^{0.34}} \quad (19)$$

$$f_{s1} = \frac{0.12}{\left\{1 + 0.38(D/B)^2\right\}^{0.89}} \cdot \frac{U_H}{B} \quad (20)$$

$$f_{s2} = \frac{0.56}{(D/B)^{0.85}} \cdot \frac{U_H}{B} \quad (21)$$

図6にそれぞれのモデルにおいて建物高さ $H=300\text{ m}$ の場合の荷重指針値 (AIJ) および風洞実験値 (Exp.) の風直交方向のパワースペクトル密度 S_{ML} の比較を示す。いずれのモデルでも、荷重指針値 (AIJ) と風洞実験値 (Exp.) は概ね一致していることがわかる。

4 まとめ

アスペクト比、辺長比の異なる複数の高層建築物を対象に、風洞実験気流および風力特性について、風洞実験結果と荷重指針値との比較を行った。風力係数やパワースペクトル密度の値について風洞実験結果と荷重指針による値が概ね一致していることから風洞実験の妥当性が確認された。その2では、その1と同様の建物モデルの基礎固定建物を対象とし、荷重指針と時刻歴解析によって算出されるベースシア係数の比較を行い、荷重指針の妥当性を確認する。また、弾性すべり支承を有する免震建物を対象とし、荷重指針に基づくベースシア係数を用いて、すべり材がすべり出す設計風速を推定し、その1で得られた風力を用い

て、その設計風速での応答を時刻歴応答解析により確認する。

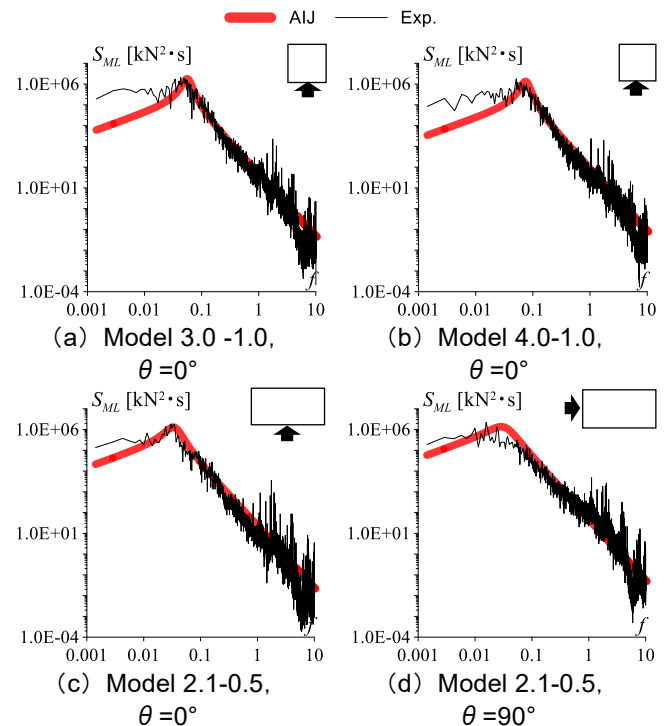


図6 風直交方向 PSD の比較 ($H=300\text{ m}$)

謝辞

本報告は、戸田建設株式会社、SWCC 株式会社および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。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 牧平康也, 佐藤大樹, Alex Shegay, 三須基規, 稲井慎介, 石田琢志, 丸尾純也: 高摩擦弾性すべり支承の速度依存性が高層免震建物の風応答に及ぼす影響, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造- II, pp.711-712, 2022.7
- 2) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説 (2015), 2015
- 3) 日本建築学会: 建築物荷重指針を活かす設計資料 2 建築物の風応答・風荷重評価/CFD ガイドブック, 2017.2
- 4) 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
- 5) 日本建築センター: 実務者のための建築物風洞実験ガイドブック 2008 年度版, 2008.10

*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 科学技術創成研究院 准教授・博士 (工学)

*3 戸田建設株式会社 技術研究所

*4 戸田建設株式会社 構造設計部

*5 SWCC 株式会社

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

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

Technology Research Institute, TODA Corporation

Structural Design Department, TODA Corporation

SWCC Corporation