T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報 Article / Book Information

論題(和文)	 超高層中間階免震建築物の風応答性状に関する研究 		
Title(English)	STUDY ON WIND RESPONSE CHARACTERISTIC OF SUPER HIGH RISE INTER STORY ISOLATED BUILDINGS		
著者(和文)	杉本耕作, 竹内貞光, 山下忠道, 神田亮, 佐藤大樹, 犬伏徹志		
Authors(English)	Kousaku SUGIMOTO, Sadamitsu TAKEUCHI, Tadamichi Yamashita, Makoto kanda, Daiki Sato, Tetsushi INUBUSHI		
出典(和文)	構造工学論文集, Vol. 61B, ,pp. 383-391		
Citation(English)	Journal of Structural Engineering, Vol. 61B, , pp. 383-391		
発行日 / Pub. date	2015, 3		

超高層中間階免震建築物の風応答性状に関する研究

STUDY ON WIND RESPONSE CHARACTERISTIC OF SUPER HIGH RISE INTER STORY ISOLATED BUILDINGS

杉本耕作*,竹内貞光**,山下忠道***,神田亮****, 佐藤大樹*****,犬伏徹志***** Kousaku SUGIMOTO, Sadamitsu TAKEUCHI, Tadamichi YAMASHITA, Makoto KANDA, Daiki SATO and Tetsushi INUBUSHI

This paper describes wind response characteristic of super high rise inter story isolated buildings. When wind force acts on isolated buildings, creep deformation occurs in seismic isolation members. However, in the previous studies the creep deformation of seismic isolation members wasn't considered. We compared the wind response characteristic of super high rise inter story isolated buildings by the considered restoring force model of creep deformation and the not considered. As a result, the response of considered model is larger than the response of not considered model. In the structural design of super high rise inter isolated buildings should be used because the restoring force models are different for wind loading and earthquake loading.

 Keywords: Inter Story Isolated Buildings, Wind Response Characteristic, Creep Deformation, Equivalent Static Wind Loading, Wind Force on Time History

 中間階免震構造、風応答性状、クリープ変形、等価静的風荷重、時刻歴風力波形

1. はじめに

免震構造とは構造物と地盤とを力学的に絶縁し,地動加速度をな るべく上部構造に伝えず耐震性を向上させようとする構造形式であ る。通常の免震建築物ではほとんど問題にならないが,免震構造を 高層建築物に適用するとその密度の低下と風外力の上昇があいまっ て免震建築物の耐風性が問題となるケースがある。

さらに免震建築物に限られたものではないが,耐風性を向上させ れば耐震性が低下する。また耐震性を向上させれば耐風性が低下す るといった,いわゆる相反性を耐震性,耐風性は有している。免震 建築物ではこの相反性が極めて顕著である^{1),2)}。

免震建築物は高層建築物を含めてそのほとんどが基礎免震構造で あるが,近年,免震層を建築物の基礎部ではなく中間階に設ける中 間階免震建築物が設計施工されるようになった。基礎免震建築物に 対して中間階免震建築物のメリットは,まず,免震部材の面圧や引 抜力の低減が可能となることが挙げられる。その他に,大規模建築 物への適用,上下で形状や使用用途の異なる建築物の免震化などが ある³⁾。

中間階免震建築物は基礎免震建築物に対して未だ計画施工数から

いえば少ないが,そのメリットを活かすためにいくつかの研究が行 われている。中間階免震建築物の耐震性に関する研究について代表 的なものとして文献 4),5),6)が挙げられる。それに対して筆者ら は中間階免震建築物に対する耐風性の研究を行っている^{7),8)}。これ らの研究は中間階免震建築物を設計する上で重要な基礎資料となっ ているが,まだまだ不明な点が数多く残されている。それらの中で も中間階免震建築物の耐風性に関する問題が多い。

例えば、日本建築学会の建築物荷重指針・同解説⁹⁰を用いて定め た超高層中間階免震建築物に関する設計用の等価静的風荷重は同形 状の非免震建築物を想定し求めた風荷重であり、免震建築物に適用 できるか否かについては検討の余地があるであろう。また、台風通 過時のように激しい風向変化が生じた場合、設計用荷重の過小評価 となり危険側の設計となる恐れがある¹⁰⁾。さらに、免震建築物に風 外力が作用した場合、風外力の平均成分の影響により免震部材の変 形が時間とともに増大するクリープ変形が生じることが報告されて いる^{11), 12), 13)}。しかし、等価静的風荷重を用いて中間階免震建築物 においてクリープ変形を考慮した風外力に対する挙動は評価されて いるものの、時刻歴応答解析においてクリープ変形を考慮した例は

*日本大学大学院生産工学研究科 大学院生	Graduate student, Graduate School of Industrial Technology, Nihon Univ.		
**(株)ブリヂストン (日本大学研究員) 工修	Bridgestone Corporation, M. Eng.		
***ダイナミックコントロールデザインオフィス (日本大学研究員) 博士(工学)	Dynamic Control Design Office, Dr. Eng.		
**** 日本大学生産工学部建築工学科 教授・博士(工学)	Prof., Dept. of Architectural Eng., Collage of Industrial Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.		
*****東京工業大学建築物理研究センター 准教授・博士(工学)	Assoc. Prof., Structural Eng. Research Center, Tokyo Institute of Tech., Dr. Eng.		
*****神奈川大学工学部建築学科 助手・修士(工学)	Research Assoc., Kanagawa University, M. Eng.		

ほとんど見られない。

これらを踏まえて本論文では、まず高減衰ゴム系積層ゴム(以下, HDR)を対象とした時刻歴応答解析を実施し現行の等価静的風荷重 で評価した値と比較することで、その妥当性について検討する。ま た、時刻歴応答解析をクリープ変形や長時間の累積塑性変形が蓄積 した場合の復元カモデル(以下,風用モデル)および前述の風外力作用 時の免震部材の特性が考慮されていない従来の時刻歴応答解析に用 いられてきた復元カモデル(以下,従来モデル)を用いて実施し、超高 層中間階免震建築物における挙動の違いについて考察する。

2. 解析モデル

2.1 対象建築物

本論文で対象とする建築物は, Fig.1 に示す建築物高さ 150m, ア スペクト比 5, 辺長比 1 の 42 階建(階高は 1-2 階を 5.0m, 3-42 階を 3.5m)の RC 純ラーメン架構とする。対象建築物の構造諸元を Table1 に示す。建築物の粘性減衰は弾性 1 次固有周期(3.13s)に対して 2%の 初期剛性比例型とした。この対象建築物の基礎部, 3 層, 6 層, 9 層, 15 層, 21 層, 31 層(無次元高さ(免震層から建築物頂部までの高さ/ 建築物高さ)は 1.00, 0.91, 0.84, 0.77, 0.63, 0.49, 0.26 相当)に免震 層を設けたモデルについて検討を行う。なお、本論文において免震 層をi層に設けたモデルは「i層免震モデル」と呼ぶものとする。ま た Fig.2 に示すように対象建築物の構造軸に対して X 方向を風方向, Y 方向を風直交方向, M 方向を捩れ方向とする。

基礎免震構造の免震部材の配置を Fig.3 に示す。免震部材の選定に 当たって、免震層のクリープ変形が顕著に現れるように、免震部材 には HDR のみを使用している。本論文では中間階免震建築物の風応 答性状について比較を行うため、免震層の設置位置によらず上部構 造の重量に対して性能が等価になるように設定した。そこで、免震 層のパラメータである降伏せん断力係数 α と水平方向の弾性時・塑性 時・等価剛性時の免震周期T,上部構造の回転慣性に対する降伏耐力 のモーメントの比率 α_{θ} (以下、降伏時の捩れモーメント係数)、捩れ 方向の弾性時・塑性時・等価剛性時の免震周期 T_{θ} を、全ての免震層 位置の場合について一致させている。そのため、中間階免震の免震 部材は基礎免震の免震部材の有効断面積に質量比(中間階免震の時 の免震層上部の質量/基礎免震の時の免震層上部の質量)を乗じてい る。よって免震層を上層に設けたモデルほど免震部材のサイズは小 さくなる。このとき免震部材のゴム層厚は一定である。式(1)-(4)に 免震層のパラメータの算定式を示す。

$$\alpha = \frac{\sum Q_y^{\ jk}}{\mathrm{mg}} \tag{1}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{\sum k^{jk}}}$$
(2)

$$\alpha_{\theta} = \sum \left(\frac{Q_{y}^{\ jk} \cdot L^{jk}}{\mathbf{I} \cdot \omega^{jk}} \right) \tag{3}$$

$$T_{\theta} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{K_{\theta}}} \tag{4}$$





Fig.1 Model Building¹⁾

Wind direction Fig. 2 Wind Direction and Structural axes



Fig. 3 Arrangement of the Seismic Isolation(Base Isolation)

. . .

lablez Parameters of the Seismic Isolation Layer				
		Horizontal	Torsional	
Yield shear force coefficient		0.023		
Torsional moment coefficient at yield			0.029	
Seismic isolation period[s]	Elastic	1.81	1.62	
	Plastic	5.73	5.11	
	Equivalent stiffness	4.41	3.93	

℁Shear strain 100%

ここで Q_y^{jk} は各免震部材の降伏耐力[kN],上付き添え字jkは Fig.3 における免震部材の横と縦の位置を表す。以下同様。また,mは免 震層上部の質量[ton]を,gは重力加速度[m/s²]を, k^{jk} は各免震部材の 弾性時の場合には弾性剛性,塑性時の場合には塑性剛性また等価剛 性時の場合には等価剛性[kN/m]を表す。なお,免震部材の降伏耐力 Q_y^{jk} と弾性剛性,塑性剛性,等価剛性 k^{jk} は試験体に対して最大せん 断ひずみ±100%の変形を与えその履歴特性から算定した値である ¹⁴⁾。 L^{jk} は各免震部材の重心からの距離[m]を表す。さらに,Iは回転 慣性[ton·m²]を, ω^{jk} は各免震部材の角加速度[rad/s²]を, K_{θ} は免震層 の捩れ剛性[kN·m]を表す。式(5)~(7)より回転慣性 I,各免震部材の角 加速度 ω^{jk} ,免震層の捩れ剛性 K_{θ} を求める。

$$I = \frac{1}{12}m(B^2 + D^2)$$
(5)

$$\omega^{jk} = g/L^{jk} \tag{6}$$

$$K_{\theta} = \sum \left(k_x^{\ jk} \cdot L_x^{\ jk^2} + k_y^{\ jk} \cdot L_y^{\ jk^2} \right) \tag{7}$$

このときBは建築物の幅[m]を,Dは奥行[m]を表す。 $k_x^{jk} \ge k_y^{jk}$ は各免震部材のX方向およびY方向の弾性時の場合には弾性剛性,塑性時の場合には塑性剛性また等価剛性時の場合には等価剛性[kN/m]を, $L_x^{jk} \ge L_y^{jk}$ は各免震部材のX方向およびY方向の距離[m]を表す。全ての免震層位置に共通するパラメータをTable2に示す。免震層の減衰定数は0%とする。

2.2 HDR の風用モデルの概要

本論文では HDR のクリープ変形を考慮した復元カモデルとして 文献 15)で提案されている Deformation History Integral type(以下, DHI)モデルの風用復元カパラメータを用いる。DHIモデルにおける 復元力の構成概念は, Fig.4 に示すような非線形弾性ばねと非線形弾 塑性ばねを組み合わせた変形履歴積分型の弾塑性構成則が基本とな っている。

また,復元力モデルの水平1方向に関するせん断応力τとせん断ひ ずみγの関係は式(8)~(10)に表される。





 $\tau(\gamma)=W(\gamma)(a\gamma+b\gamma^3)$

$$+\sum_{i=1}^{n} g_{i} \int_{0}^{\gamma} e^{-(\Gamma-\Gamma')/l_{i}} \left(\gamma'^{2} - \frac{2}{3}\gamma\gamma' + 1\right) d\gamma'$$

$$= W(\gamma)(a\gamma+b\gamma^{3})$$

$$+\sum_{i=1}^{n} g_{i} \int_{0}^{\Gamma'} e^{-(\Gamma-\Gamma')/l_{i}} \left(\gamma'^{2} - \frac{2}{3}\gamma\gamma' + 1\right) \frac{d\gamma'}{d\Gamma'} d\Gamma'$$

$$\Gamma = \Gamma(\gamma) = \int_{0}^{\gamma} |d\gamma|$$
(9)

 $W(\gamma) = \theta + (1 - \theta)e^{(-\gamma_{max}/\beta)}$ (10)

ここでnは非線形弾塑性ばねの数, Γ はせん断変形の累積値を示す。 せん断ひずみ 100%の変形を 1 サイクル与えた場合には, $\Gamma = 4$ となる。 $W(\gamma)$ は積層ゴムが大変形を受けた際の剛性低下を評価するものであり,経験した最大せん断ひずみ γ_{max} の関数である。 Γ , γ' はデュ アメル積分に用いる積分変数である。式(8)の第1項が非線形弾性ばね,第2項が非線形弾塑性ばねの挙動を表している。第1項の非線 形弾性ばねにおいてクリープ変形は考慮されている。a, b, θ, β, g₁, ..., g_n, l₁, ..., l_nは物性パラメータである。式(8), (9), (10) に基づいて, この復元力特性を相互作用が含まれる水平 X, Y 方向 挙動を再現できるように拡張する。X, Y 成分のせん断応力をそれ ぞれ $\tau_x(\gamma_x, \gamma_y)$, $\tau_y(\gamma_x, \gamma_y)$ (ただし γ_x , γ_y は, それぞれ X, Y 成分の せん断ひずみ)とすると τ_x , τ_y は式(11)~(14)のように表される。

$$\begin{split} & \tau_{x}(\gamma_{x},\gamma_{y}) = W \big[a \gamma_{x} + b \gamma_{x}(\gamma_{x}^{2},\gamma_{y}^{2}) \big] \\ & + \sum_{i=1}^{n} g_{i} \int_{0}^{\Gamma} e^{-(\Gamma - \Gamma')/l_{i}} \frac{d}{d\Gamma'} \Big[\frac{1}{3} (\gamma'_{x} - \gamma_{x}) \big({\gamma'_{x}}^{2} + {\gamma'_{y}}^{2} \big) + {\gamma'_{x}} \Big] d\Gamma' \end{split}$$

$$\begin{aligned} \tau_{y}(\gamma_{x},\gamma_{y}) &= W[a\gamma_{y} + b\gamma_{y}(\gamma_{x}^{2},\gamma_{y}^{2})] \\ &+ \sum_{i=1}^{n} g_{i} \int_{0}^{\Gamma} e^{-(\Gamma-\Gamma')/l_{i}} \frac{d}{d\Gamma'} \Big[\frac{1}{3} \big(\gamma'_{y} - \gamma_{y}\big) \big(\gamma'_{x}^{2} + \gamma'_{y}^{2}\big) + \gamma'_{y} \Big] d\Gamma' \end{aligned} \tag{12}$$

$$\Gamma = \int_{c} \sqrt{d\gamma_{x}^{2} + d\gamma_{y}^{2}}$$
(13)

$$W(\gamma_x, \gamma_y) = \theta + (1 - \theta)e^{(-\gamma_{\max}/\beta)}$$
(14)

式(13)の線積分は、(γ_x , γ_y)が描く変形軌道に関するもので、この 場合のΓは、初期状態から描いた X, Y 方向におけるひずみの総量と なっている。式(11)~(14)に基づき、平均成分と変動成分を有する正 弦波加振試験の結果を再現可能な物性パラメータを定めている¹²⁾。 物性パラメータを Table3 に示す。このときの物性パラメータを用い た DHI モデルの風用復元力モデルを本論文では風用モデルと呼ぶこ ととする。

Table3 Parameters of DHI Model¹⁵⁾

a (MPa)	b (MPa)	θ(-)	β(-)	g ₁ (MPa)	n
0.64	0.0	0.35	0.8	1.62	3
g ₂ (MPa)	g ₃ (MPa)	l ₁ (-)	l ₂ (-)	l ₃ (-)	
0.445	0.06	0.0417	2.66	200	

2.3 HDR の従来モデルの概要

本論文で扱う HDR の従来モデルとして一般的に免震部材の復元 力特性に適用される Multi Shear Spring(以下, MSS)モデルを用いる。 本論文で扱う MSS モデルは放射状(22.5 度ピッチ, 8 等間隔), 1 つ の直径に対し 2 本のせん断ばねを配置し,個々のばねには文献 14) に示す修正バイリニアモデルを用いた。本修正バイリニアモデルは 等価剛性K_{eq},等価減衰定数H_{eq},最大荷重に対する切片荷重の比uが ひずみ依存性をもつモデルとなっており,それぞれ式(15), (16), (17) のように表される。

$$\mathbf{K}_{eq} = G_{eq} \cdot \mathbf{A}/\mathbf{h} \tag{15}$$

$$H_{eq} = H_0 (0.1950 + 0.2364\gamma - 0.1804\gamma^2 + 0.02902\gamma^3)$$
(16)

$$u = u_0 (0.9028 + 0.2711\gamma - 0.2083\gamma^2 + 0.03421\gamma^3)$$
(17)

$$G_{eq} = G_0 (2.855 - 3.878\gamma + 2.903\gamma^2 - 1.016\gamma^3 + 0.1364\gamma^4)$$
(18)

ここで式(15)の G_{eq} はせん断弾性率を表し式(18)のようになる。またAはゴムの有効断面積[mm²]を、hはゴム層厚[mm]を表している。 式(16),式(17),式(18)の H_0 , u_0 , G_0 はそれぞれ、せん断ひずみ $\gamma = 100\%$ 時の等価減衰定数、最大荷重に対する切片荷重の比、せん断弾性率を表し $H_0 = 0.240$, $u_0 = 0.408$, $G_0 = 0.620$ [MPa]である。

3. 等価静的風荷重による検討

本論文では等価静的風荷重を建築物荷重指針・同解説⁹により風 方向と風直交方向について算出した。等価静的風荷重の算出に当た っては、今後、文献10)で用いられている台風通過時を模擬した風力 波形について検討を行うため、建築物の所在地は福岡県朝倉市とし、 地表面粗度区分はII相当とした。免震層に作用する風荷重は、算出 した等価静的風荷重の免震層上部の合力である。それぞれの免震モ デルの免震層に作用する等価静的風荷重を Table4 に示す。

Table4 Wind loading Acting on the Isolation Layer

	Along Wind Direction[kN]	Across Wind Direction[kN]
21 Layer Isolation	9.6×10^{3}	1.3×10^{4}
15 Layer Isolation	1.2×10^{4}	1.5×10^{4}
9 Layer Isolation	1.4×10^{4}	1.6×10^{4}
6 Layer Isolation	1.5×10^{4}	1.7×10^{4}
3 Layer Isolation	1.6×10^{4}	1.7×10^{4}
Base Isolation	1.7×10^{4}	1.7×10^{4}

風方向では、風外力の平均成分の影響により免震層のクリープ変 形を考慮する必要がある。そこで本論文では、免震層の変形を静的 に評価するため、HDRの平均成分と変動成分を有する正弦波加振試 験により得られた式(19)を用いて免震層の水平クリープひずみγmを 求めた¹⁶⁾。この水平クリープひずみγmに対し、式(20)のようにゴム 層厚h[mm]を乗じ免震層の最大変形δを算出した。

$$\gamma_m(\tau_s, \tau_d, t) = \gamma_s + \gamma_d = C_1 t^{p_1} \tau_s^{q_1} + C_2 t^{p_2} \tau_s^{q_2} \tau_d^{r_2}$$
(19)

 $\delta = \gamma_m \cdot \mathbf{h} \tag{20}$

式(19)の τ_s は静的せん断応力[MPa]を, τ_a は動的せん断応力[MPa] を, tは正弦波加振試験の加振継続時間[s]を表している。この時,加 振継続時間については 2~3 時間以上とされている。また, C_1 , C_2 , p_1 , p_2 , q_1 , q_2 , r_2 は静的加力試験および動的加力試験の結果から定め られたパラメータである。式(19)の評価式におけるパラメータを Table5 に示す。加振継続時間が 2~3 時間の正弦波加振において、変 動成分は 1/2 の値を用いても安全性検証として妥当であるとされて いる¹⁷⁾。そのため、本論文では加振継続時間t = 9000[s](2.5 時間)と して検討を行った。式(21)、式(22)に示すように τ_s , τ_a は免震層に作 用する等価静的風荷重をガスト影響係数 G_f により平均成分と変動成 分に分解し、免震層に使用される HDR の総有効断面積A'[mm²]で除 し求めている。ガスト影響係数 G_f = 1.9である。また W_i は Table4 に 示すi層の免震層に作用する等価静的風荷重である。

Table5 Parameters in the equation(19)¹⁶⁾

C_1	<i>C</i> ₂	p_1	p_2	q_1	q_2	r_2
1.76	4.50	0.0831	0.0481	1.63	0.691	1.08

$$\tau_s = \frac{(W_i/G_f)}{A'} \tag{21}$$

$$\tau_d = \frac{(W_i - W_i/G_f)}{A'}$$
(22)

風直交方向では、風外力の変動成分のみが作用しクリープ変形が 生じないため従来モデルを用いる。従来モデルの荷重-変位関係 ($P - \delta$)は式(23)で表される。

$$\mathbf{P} = \mathbf{K}_{eq} \cdot \boldsymbol{\delta} \tag{23}$$

従来モデルの復元力Pと免震層に付加される等価静的風荷重W_iが 等しいとし,式(23)に式(15)を代入すると式(24)となる。

$$W_{i} = \frac{G_{eq} \cdot A'}{h} \cdot \delta \tag{24}$$

また式(24)の*G_{eq}*に式(18)を代入し、δ/hを免震層のひずみγに置き 換えると式(25)のようになる。

$$W_{i} = G_{0}(2.855 - 3.878\gamma + 2.903\gamma^{2} - 1.016\gamma^{3} + 0.1364\gamma^{4}) \cdot A' \cdot \gamma$$
(25)

この式(25)の高次方程式を解くことで、免震層のひずみγを求め、 式(26)のようにゴム層厚h[mm]を乗じ、免震層の変形を算出した。

$$= \gamma \cdot \mathbf{h}$$
 (26)

ここで算出した風方向と風直交方向の等価静的風荷重を各層の建築物重量で除し、風外力作用時の層せん断力係数とする。Fig.5 に等価静的風荷重より得られた結果を示す。図中の(a)は層せん断力係数,(b)は免震層の変形を示す。

Fig.5(a)より,層せん断力係数は風方向と風直交方向ともに上層に なるほど大きくなることがわかる。Fig.5(b)より,免震層の変形も風



δ

方向と風直交方向ともに免震層の設置位置が上層になるほど大きく なる傾向にあることが確認できる。風方向と風直交方向の免震層の 変形を比較すると、免震層を基礎部から6層に設けた場合で風方向 は風直交方向より変形が大きくなる。9層では両者はほぼ同様な値 となる。免震層を15層より上層に設けた場合では風直交方向の方が 大きくなる。

4. 時刻歴応答解析による検討

4.1 風力の時刻歴波形

時刻歴応答解析を行うにあたり,静止風圧実験により得られた結 果を基に,極めて稀に発生する暴風(再現期間 500 年)によって基準 化された時刻歴風力波形(以下,Level2 相当波形)を用いる。免震層 を基礎部に設けた場合の免震層に作用する各層の風力および風力モ ーメントの合力の波形を Fig.6 に示す。この波形の継続時間は 20 分 である。そのうち始めの 10 分間(破線)を余弦(正弦)波に基づく重み 関数により 0 から始めるように加工されており,最大応答値の評価 は後ろの 10 分間(実線)を対象としている。この Level2 相当波形は X 方向が風方向,Y 方向が風直交方向,M 方向が捩れ方向である。(Fig.2 参照)



4.2 解析結果および考察

従来モデルと風用モデルの最大応答層せん断力係数を Fig.7, Fig.8 に,最大応答加速度を Fig.9, Fig.10 に,最大応答層間変位を Fig.11, Fig.12 に示す。各図とも(a)は風方向,(b)は風直交方向の解析結果で ある。図上に示されているプロットはi層免震モデルの値を示したも のであり,免震層を上層に設けたモデルほどプロットの色は濃くな る。なお,Fig.7,Fig.8,Fig.11,Fig.12 には第3章で算出した等価静 的風荷重より得られた結果を併記している(図中口)。また免震層の 荷重-変位関係を Fig.13,Fig.14 に示す。いずれの図においても, 解析結果より得られた応答値は重心位置での値を示す。

4.2.1 最大応答層せん断力係数

従来モデルの最大応答層せん断力係数は Fig.7(a)より,風方向では 免震層をどの層に設けても概ね基礎免震モデルと同様な傾向を示し ている事が確認できる。Fig.7(b)より,風直交方向でも免震層の設置 位置によらず基礎免震モデルと同等の値となっている事がわかる。 Fig.7(a),(b)より,風方向と風直交方向を比較すると,風直交方向の方 が大きな層せん断力係数を示しているのがわかる。

風用モデルにおいても Fig.8(a)より,風方向では免震層をどの層に 設けても基礎免震モデルと同等の値を示した。しかし,風直交方向 (Fig.8(b))では基礎免震モデルに対し,15 層や21層のように免震層 を上層に設けたモデルほど最大応答層せん断力係数が低減する傾向 が確認できる。これは免震層を上層に設けたモデルほど,非免震構 造に近似した層せん断力係数となる。すなわち,下層部に免震層が ある場合より上層部にあるほうが下層部の層せん断力係数が小さく なり,免震層上部の層せん断力係数も低減したと考えられる。風方 向と風直交方向を比較すると Fig.8(a),(b)より,風直交方向の方が大 きな層せん断力係数を示した。これは,従来モデルでの結果と同じ である。

従来モデルと風用モデルを比較すると(Fig.7(a), Fig.8(a)),風方向 では従来モデルと風用モデルで大きな差はなく、わずかに従来モデ ルの方が大きい事がわかる。風用モデルでは風外力の平均成分に対 してなだらかに復元力が上昇するクリープ変形が生じている。それ に対して、従来モデルでは風外力に対して弾性挙動後、塑性挙動が 生じている。クリープ変形と塑性挙動時の剛性はほとんど差がない ため、風用モデルに対して従来モデルは弾性挙動分だけ免震層の復 元力が、わずかに大きくなったと考える。これらの傾向は Fig.13 の 免震層の荷重-変位関係にみられる。

Fig.7(b)と Fig.8(b)より,風直交方向では風用モデルの方が従来モ デルよりも大きくなっているのがわかる。これは次のような理由か らと考えられる。Fig.14 の全体的な傾向として,従来モデルは履歴 面積が大きな紡錘形となっている事が確認できる。そのため従来モ デルはエネルギー吸収率が高いことがわかる。しかし,風用モデル の免震層の荷重-変位関係は履歴面積が小さい。従って,風用モデ ルは従来モデルよりもエネルギー吸収率が低い。そのため風用モデ ルでは全体的に層せん断力係数が大きくなり,最大応答層せん断力 係数が従来モデルよりも大きくなったと考えられる。

4.2.2 最大応答加速度

Fig.9,Fig.10より,最大応答加速度は従来モデルと風用モデルとも に,免震層を境に上部構造の最大応答値が極端に増大する傾向が見 られる。この傾向は風方向と風直交方向の両方向に確認することが できる。

従来モデル(Fig.9(a))では、風方向において免震層を上層に設けた モデルほど、免震層における最大応答加速度の増加量は小さくなる 傾向にある。Fig.9(b)の風直交方向は、風方向よりもその傾向が顕著 である。これは Fig.6 の時刻歴風力波形でもわかるように、加速度に 依存する変動成分が風方向よりも風直交方向の方が大きいためと考 えられる。

風用モデルにおいて, Fig.10(a)の風方向では従来モデルと異なり, 最大応答加速度の増加量は免震層の位置によらずほぼ一定な値を示 す。Fig.10(b)より,風直交方向は風方向と同様に最大応答加速度の 増加量は免震層の位置によらずほぼ一定な値を示す。しかし,その 絶対量は風方向より大きい。これは従来モデルの風直交方向が風方 向よりも大きくなった理由と同様に加速度に依存する変動成分が風 方向よりも風直交方向の方が大きいためと考えられる。

Fig.9(a)と Fig.10(a)より,従来モデルと風用モデルを比較すると, 風方向では従来モデルの方が大きな応答を示した。Fig.13 より,風







15 layer isolation 9 layer isolation

- 21 layer isolation -

31 layer isolation

Fig. 8 Maximum Response Shear Force Coefficient(Wind model)



Fig. 9 Maximum Response Acceleration(Conventional Model)





Fig. 10 Maximum Response Acceleration(Wind model)

- 31 layer isolation - 21 layer isolation - 15 layer isolation - 9 layer isolation -O-6 layer isolation -O-3 layer isolation -O-Base isolation - Equivalent static wind load 45 45 40 40 35 35 30 30 Story 52 25 20 Story 20 15 15 10 10 5 5 0 0 10 20 30 40 0 30 0 10 20 40 Maximum Response Displacement of Maximum Response Displacement of Interlaminar Story[cm] Interlaminar Story[cm] (a) Along Wind Direction (b) Across Wind Direction Fig.12 Maximum Response displacement of Interlaminar Story (Wind Model)



Fig. 13 Hysteric Curve of Isolation Layer (Along Wind Direction)



方向の免震層の荷重-変位関係から従来モデルでは、風用モデルに 比べ免震層の剛性が高いことが確認できる。そのため従来モデルで は風用モデルよりも最大応答加速度が大きくなったと考えられる。

Fig.9(b)とFig.10(b)より風直交方向では風用モデルの方が大きな応 答を示していることが確認できる。Fig.14 の風直交方向の免震層の 荷重一変位関係より,風用モデルは従来モデルに比べ履歴面積が小 さい。そのため風用モデルはエネルギー吸収率が低く,最大応答加 速度が大きくなったと考えられる。

以上のことから,免震層を境に上部構造の最大応答加速度が極端 に増大する傾向を考慮すると,今後は耐風設計だけでなく加速度レ ベルで評価を行う居住性などの評価についても,十分な検討が必要 であろう。

4.2.3 最大応答層間変位

Fig.11(a)より,従来モデルの最大応答層間変位に関して,風方向 では免震層を上層に設けたモデルほど,免震層の最大変形は大きく なることが確認できる。Fig.11(b)より,風直交方向でも同様に免震 層を上層に設けたモデルほど,免震層の最大変形が大きくなる傾向 にあることがわかる。Fig.11(a),(b)の風方向と風直交方向を比較する と,風方向の方が大きな応答を示している。風直交方向の風外力は 変動成分のみである。しかし風方向の風外力は変動成分に加え平均 成分も有している。そのため風方向の最大応答層間変位が大きくな ったと考える。

Fig.12(a)の風用モデルにおいて、風方向では免震層を上層に設け たモデルほど、免震層の最大変形が大きくなることがわかる。 Fig.12(b)より、風直交方向でも免震層を上層に設けたモデルほど、 免震層の最大変形が大きくなる傾向にある事が確認できる。

Fig.12(a),(b)より,風方向と風直交方向を比較すると,ほとんど同様な結果となった。これは,Fig.14 より風用モデルの風直交方向では履歴面積が小さく,エネルギー吸収率が低いため,風直交方向においても,免震層の最大変形が大きくなったと考える。

従来モデルと風用モデルを比較すると, Fig.11(a)と Fig.12(a)より, 風方向ではほとんど同様な傾向を示しているが,わずかに風用モデ ルの方が大きい事が確認できる。風用モデルでは風外力の平均成分 に対してクリープ変形を起こすため,免震層の変形が従来モデルに 比べ大きくなったと考える。

Fig.11(b)と Fig.12(b)を比較すると、風直交方向では風用モデルの 方が大きな応答を示している事がわかる。また、免震層を上層に設 けたモデルほど、その差は大きくなる傾向にあることが確認できる。 これは前述のように従来モデルに比べ風用モデルはエネルギー吸収 率が低いため、免震層の最大変形が大きく生じたものと考える。

5. 等価静的風荷重と時刻歴応答解析の比較

現行の等価静的風荷重は同形状の非免震建築物を想定し算定して いる。これらの妥当性には検討の余地があると考えられる。ここで は,第3章の等価静的風荷重に基づいた応答評価と第4章の時刻歴 応答解析による応答評価を比較し考察する。

5.1 最大応答層せん断力係数

等価静的風荷重による評価と従来モデルによる評価を比較すると、 Fig.7(a),(b)より風方向,風直交方向ともに近似した結果が得られた。 しかし,建築物の上層では従来モデルの方が大きな層せん断力係数 を示していることが確認できる。

等価静的風荷重による評価と風用モデルによる評価を比較すると, Fig.8(a)より風方向では従来モデルと同様に近似した結果が得られ た。Fig.8(b)より風直交方向については,等価静的風荷重による評価 よりも風用モデルの方が大きな層せん断力係数を示している。また 免震層を上層に設けたモデルほど,等価静的風荷重による評価に近 似していく傾向にある。これは免震層を上層に設けることで,建築 物全体の免震構造の部分が減少し,その挙動が非免震構造に近似し ていくためと考えられる。

以上のことから,風方向では復元カモデルの違いにかかわらず等 価静的風荷重により得られた結果と近似した結果が得られた。しか し風直交方向においては,風用モデルがもっとも大きな層せん断力 係数を示す。そのため,風直交方向では等価静的風荷重と従来モデ ルを用いて設計値を定めると,過小評価となる恐れがある。

5.2 最大応答層間変位

等価静的風荷重による評価と従来モデルによる評価を比較すると, 風方向では従来モデルの方が大きな応答を示している(Fig.11(a))。 Fig.11(b)より,風直交方向において免震層を下層部に設けたモデル では,等価静的風荷重による評価よりも大きくなる事が確認できる。 しかし,21層免震モデルでは等価静的風荷重による評価の方が大き な応答を示した。

等価静的風荷重による評価と風用モデルによる評価を比較すると, Fig.12(a)より,風方向では従来モデルと同様に風用モデルの方が大 きな応答を示す。Fig.12(b)より,風直交方向においても等価静的風 荷重による評価よりも大きな応答を示した。そのため,風方向では 等価静的風荷重による評価よりも時刻歴応答解析による評価の方が 大きな応答を示す。ここで復元カモデルの違いによる差はほとんど 見られない。風直交方向では時刻歴応答解析による評価の方が大き な応答を示す。免震層を上層に設けたモデルほど等価静的風荷重に よる評価との差は減少していく傾向にある。

よって,免震層の変形を算出する際にも等価静的風荷重に基づき 設計値を定めると過小評価となる恐れがある。また時刻歴応答解析 を行う際には,解析に適した免震部材の復元カモデルを選定する必 要がある。

6. まとめ

等価静的風荷重と時刻歴風力波形(Level2 相当波形)を用いて,超 高層中間階免震建築物の風応答性状について検討を行った。また, 時刻歴風力波形に対する時刻歴応答解析では,免震部材の復元力特 性に従来モデルと風用モデルを適用し,その違いについて検討した。 その結果,限られた範囲であるが以下のような知見が得られた。

・最大応答層せん断力係数について、従来モデルを用いた場合では 等価静的風荷重により得られた設計値と近似した結果を得ること が出来た。しかし風用モデルを用いた場合、風直交方向において 免震層の荷重-変位関係の履歴面積が小さいため、等価静的風荷 重により得られた設計値を上回る結果となった。そのため、中間 階免震建築物において耐風設計を行う場合、等価静的風荷重や地 震用モデルを用いると設計値の過小評価になる恐れがある。荷重 の種類によって復元力特性の異なる免震部材には、荷重に対して 適切な復元力モデルを用いる必要がある。

- ・最大応答加速度については、風用モデルと従来モデルにかかわらず、風方向と風直交方向ともに免震層を境に上部構造の最大応答加速度が極端に増大する傾向となる。また、風外力の変動成分の影響を大きく受ける風直交方向で顕著に見られた。これは地震外力に対する傾向とは全く逆の傾向である²⁾。
- ・最大応答層間変位について、免震層を上層に設けていくほど、免 震層の最大変形は増大する傾向にある。風荷重に対して特有な挙 動であるクリープ変形の影響は、最大応答層間変位のみならず最 大応答層せん断力係数にも若干の差が見られた程度であった。風 直交方向においては風用モデルが従来モデルよりも大きな応答を 示した。また、従来モデルと風用モデルともに等価静的風荷重に より得られた設計値を上回る結果となった。そのため、最大応答 層間変位からも荷重の種類によって復元力特性の異なる免震部材 には、荷重に対して適切な復元力モデルを用いる必要があるとい うことがいえる。

今回のモデルは高さ150m, アスペクト比5, 辺長比1のモデルで あった。今後はまず基本的な事項として, アスペクト比や辺長比な ど対象建築物の形状が異なる場合について検討を行い, その傾向を 明らかにする必要があるであろう。また, レベル2相当波形につい て風の入射角が0°の場合だけでなく, 角度を有する場合や, 台風通 過時のように時刻とともに風向風速が変化をする場合についても検 討を行う必要がある。さらに, 免震部材の面圧や引抜力の低減が行 いやすい中間階免震建築物において, 地震力と風外力の相反性^{1,2)} をいかに緩和するかについて研究を進めていきたい。

参考文献

- 1) 免震構造設計指針, 日本建築学会, pp393-402, 2013.10
- 2) 扇谷匠己,神田亮,河上裕之,丸田榮藏:確率論に基づいた高層免震建築物の構造パラメータ推定に関する研究 地震外乱および風直交方向外乱に対する検討,日本建築学会構造系論文集,第 658 号, pp. 2105-2113,2010.12
- 3) 山下忠道,伊藤真二,向井洋一,井上豊:中間層免震構造物の最大塑性率 応答に着目した地震応答特性に関する研究,構造工学論文集, Vol. 46B, pp. 297-306, 2000.3
- 4) 山下忠道,向井洋一,井上豊:中間階に免震装置を設置した建物における 免震層の上部-下部構造の応答の連成と制御に関する研究,日本建築学会 構造系論文集,第 591号, pp. 35-42, 2005.5
- 5) 小林正人,洪忠憙:中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能,日本建築学会構造系論文集,第558号,pp.109-116,2002.8
- 小倉桂治,高橋正春,辻田修,木村雄一,和田章:中間階免震建物の地震 応答,日本建築学会構造系論文集,第 516 号, pp. 99-104, 1999.2
- 7) 竹内貞光,杉本耕作、山下忠道、神田亮:中間階に免震層を有する超高 層建物の風応答性状に関する研究 その1 等価静的風荷重およびレベ ル2相当波形による応答評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、 pp.637-638, 2014.9
- 8) 杉本耕作,竹内貞光,山下忠道,神田亮:中間階に免震層を有する超高 層建物の風応答性状に関する研究 その2 台風通過時を模擬した風力 波形による応答評価,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.639-640, 2014.9
- 9) 建築物荷重指針·同解説,日本建築学会,2004
- 10) 扇谷匠己,神田亮,山下忠道,梁川幸盛,佐藤大樹,原田浩之,中村遼 太郎:台風通過時に高層免震建築物に作用する風外乱の作成とその応答

に関する研究,構造工学論文集, Vol. 59B, pp. 427-433, 2013.3

- 11) 菊地隆志,鈴木重信,竹中康雄,鈴木雅靖,山田和彦,二村有則:高層 免震建物の風応答に関する研究 その3 積層ゴムの静的成分および一 定水平力加力実験,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.679-680, 2001.9
- 12) 竹中康雄,飯塚真巨,鈴木雅靖,吉川和秀,山田和彦:鉛プラグ型積層 ゴムのクリープ性を考慮した高層免震建物の風応答簡易評価法,日本建 築学会構造系論文集,第 561 号, pp. 89-94, 2002.11
- 13) 安井八紀,大熊武司,丸川比佐夫:クリープ変形を伴う免震建物の風応
 答性状に関する研究,日本建築学会構造系論文集,第619号,pp.41-48,2007.9
- 14) 「高減衰ゴム系積層ゴム(X0.6R タイプ)技術資料」、(株)ブリヂストン、
 2011.5
- 15) 竹内貞光,山下忠道,神田亮,森隆浩,加藤秀章,扇谷匠己,梁川幸盛: 高減衰ゴム系積層ゴムを適用した超高層免震建物の XY 方向風応答シミュ レーション,構造工学論文集, Vol. 60B, pp. 495-506, 2014.3
- 16) 森隆浩,加藤秀章,竹内貞光,菊池隆志,室田伸夫:風荷重の動的成分 が高減衰系積層ゴムの応答特性に与える影響に関する実験的研究及びその解析モデルの検討,日本建築学会構造系論文集,第676号,pp.823-832, 2012.6
- 17) 免震建築物の耐風設計指針,日本免震構造協会,2012