高層建築物の風応答予測のための風直角方向および捩れの 風力モデルに関する研究

FORMULA OF FLUCTUATING WIND FORCES FOR ESTIMATION OF ACROSS-WIND AND TORSIONAL RESPONSES OF PRISMATIC HIGH RISE BUILDINGS

丸川 比佐夫*, 大熊 武司**

Hisao MARUKAWA and Takeshi OHKUMA

Simple empirical formula for fluctuating across-wind and torsional forces of prismatic high rise buildings are examined through wind tunnel test data. Fluctuating wind forces are explained by the turbulence intensity of oncoming flow at the building's height and the function of the side ratio of the building's plan. The differences between the values of wind forces calculated using the empirical formula and the values obtained from wind tunnel tests are within 30 percent.

For the response acceleration, the estimated values according to the empirical formula of wind forces proposed by this study are in good agreement with the values obtained from wind tunnel tests and full scale measurements.

Keywords : Across-wind response, Torsional response, Fluctuating overturning moment,
Fluctuating torsional moment, Formula of wind force

風直角方向振動, 捩れ振動, 変動転倒モーメント, 変動振りモーメント, 風力のモデル化

1. はじめに

建築物の高層化および軽量・低減衰化にともない、風荷重が構造設計上、主要な荷重となってきている。風に対して可撓性の高い建築物に対して、風荷重を考える場合、建築物の風応答を考慮しなければならない。通常、中低層建築物の場合、風方向応答が支配的になる。しかし、建築物が高層になると、建築物の風直角方向の応答が風方向応答を上回る場合もあることが指摘されている¹⁾のみならず場合によっては捩れ応答が無視できない。したがって、高層建築物の耐風設計を行う場合、風方向、風直角方向および捩れの応答を予測し風荷重を設定することになる。

風方向の応答に関して、A.G.Davenport²⁾は風の乱れの特性をベースにして、準定常仮定、ラチスストラクチャー理論を用いて建築物へ作用する風力の変動特性を定式化し、建築物の風応答を予測する手法を示している。この考え方は多くの国の規・基準に採用されている。我が国においても1981年の本学会の建築物荷重指針・同解説の

改訂において採用された。

一方、風直角方向振動は風の乱れと建築物自身の後流に起因して生じるが、特に後流によるものが主要因となる。しかし、後流による風力は建築物の形状、風の乱れの性状によって複雑に変化する。このため、風直角方向の応答を風方向と同様な理論で求めることはできない。また、後流による風力のモデル化も円形平面や辺長比1の矩型平面のような数例については行われているが、多くの場合、モデル化できていない。このことから、風直角方向の応答予測はもっぱら風洞実験³⁾による手法によって生じるが、その主要因の特性が建築物の形状によって異なり、さらに建築物の端部付近に作用する風力の非定常性に大きく影響を受けることより、捩れ振動の予測を理論的に行うことは風直角方向の応答予測よりさらに困難である。

風直角方向および捩れの応答を予測するための予測式として定式化されているものとして、風直角方向に対し

* 清泉創建エンジニアリング構造システム研究室 室長

** 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

General Manager, R & D, Izumi Sohken Engineering Co., Ltd.

Prof., Dept. of Architecture and Engineering, Faculty of Engineering, Kanagawa Univ., Dr. Eng.

てカナダ基準⁴⁾、オーストラリア基準⁵⁾および藤本・大熊ら⁶⁾の研究等、振れに対してはIsyumov⁷⁾らの研究が見受けられるが、これらは接近流の特性との対応あるいは建築物の形状との対応に不明確あるいは不明な点が見受けられる。

これに対して、筆者等⁸⁾は平面形状が矩形である高層建築物を対象に、平面形状および接近流の乱流特性をパラメータとして、風直角方向および振れの風力特性を風洞実験により明らかにし、簡易的な風応答予測式を提案している。1993年改訂された本学会の建築物荷重指針・同解説にはこの考え方が反映されている。

本論文は、文献[8]で得られた風力特性と接近流の乱流特性の関係を詳細に検討し、風力のモデル化を提案するものである。本研究で取り扱う振動は風力による強制振動に限ったものであり、建築物の振動によって付加的に生じる“振動依存風力”による正減衰効果、負減衰効果は考慮していない。したがって、負減衰効果に起因する自励的渦励振やギャロッピング、振れフラッターの発生が予測される場合には本予測式は適用できない。しかし、そのような振動が発生することは通常希である⁹⁾。

2. 風力特性

2. 1 実験概要

使用風洞は神奈川大学所有の吹き出し型境界層風洞である。実験気流は市街地を想定した平均風速の鉛直分布のべき指数 $\alpha=1/4$ の気流と開けた平坦地を想定したべき指数 $\alpha=1/7$ の気流の2種類とした。平均風速 U_z の鉛直分布および乱れ強さ I_{uz} の鉛直分布をFig.1に示す。実験風速は模型頂部高さ相当高さにおいて6~10m/sとした。実験風向は面に正対する風向とした。実験模型は、平面積を同一(16cm²)とし、辺長比(D/B, D:奥行, B:見付幅)を0.2, 0.25, 0.33, 0.5, 0.67, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, アスペクト比($H/\sqrt{BD}$, H:高さ)を4, 5, 6, 8に変化させた36種類である。なお、気流の幾何学的縮尺率は乱れのスケールから判断して1/700程度である。

風力測定は模型基部に取付けられた動的5分力天秤

Fig. 1 Characteristics of oncoming flow

(日章電機, LMC-5510-5)により行った。測定項目は風直角方向変動転倒モーメント(以後、変動転倒モーメントと呼ぶ)および変動振りモーメントである。なお、変動転倒モーメントに関しては、模型底面と本測定システムの測定中心が異なる為に、並進方向の風力と転倒モーメントの刻々の同時測定データを用いて、解析的に模型底面に関する変動転倒モーメントを求めた。「模型+天秤」系の固有振動数は150~200Hzであり、風力特性を求める上で十分高い。変動風力の分散値は変動風力のパワースペクトル密度を「模型+天秤」系の固有振動数の影響のない範囲までを積分することによって求めた。

2. 2 実験結果

2. 2. 1 変動風力係数

変動転倒モーメント係数 C'_L および変動振りモーメント係数 C'_T の定義を下式に示す。

$$C'_L = \frac{\sigma_L}{1/2 \rho U_H^2 B H^2} \quad (1)$$

$$C'_T = \frac{\sigma_T}{1/2 \rho U_H^2 B^2 H} \quad (2)$$

ここに、 σ : 変動風力の標準偏差

ρ : 空気密度

U_H : 模型頂部相当高さの平均風速

変動転倒モーメント係数 C'_L 、変動振りモーメント係数 C'_T と辺長比 D/B の関係を図2に示す。

変動転倒モーメント係数は、辺長比1未満の場合、辺長比の約1.5乗に比例して増加しているが、辺長比1以上の場合、べき指数は0.5以下である。

変動振りモーメント係数は、辺長比1未満の場合、辺長比による風力係数の変化は緩やかであるが、辺長比1以上では辺長比の約1.5乗に比例して増加している。

変動転倒モーメント係数、変動振りモーメント係数と模型高さ相当高さにおける乱れ強さ I_{UH} の関係の1例を図3に示す。

変動転倒モーメント係数および変動振りモーメント係数は概して乱れ強さに比例して大きくなる傾向が伺えるが、変動転倒モーメント係数の場合、辺長比が1から2の範囲については乱れ強さとの相関は弱い。一方、平均風速のべき指数とこれらの変動風力係数の関係についてはべき指数に関するデータ数が少ないことおよび乱れ強さの影響が強いために明らかにすることができなかった。

2. 2. 2 変動風力のパワースペクトル密度

変動転倒モーメントおよび変動振りモーメントのパワースペクトル密度を図4に示す。

変動転倒モーメントのパワースペクトル密度は、辺長

比2以下の場合にはピークは1つで、その振動数（ピーク振動数）は辺長比の増加にともなって低振動数側に移動する。スペクトルピークは辺長比が0.5付近で最も顕著になる。一方、辺長比が3以上では、パワースペクトル密度には2つのピークが見られるようになる。2つのピークは前縁の隅角部から剥離した流れの再付着に関係すると考えられる。

変動振りモーメントのパワースペクトル密度には、ほとんどの辺長比で2つのピークが見られる。辺長比の増加にともなって2つのピーク振動数は接近する。低振動数側のピーク振動数は変動転倒モーメントのパワースペクトルに見られたピーク振動数とは必ずしも一致しない。また、高振動数側のピーク振動数についても後流に発生する渦との関係は明らかではない。

Fig. 2 (a) Fluctuating overturning moment coefficient

Fig. 2(b) Fluctuating torsional moment coefficient

Fig. 3(a) Fluctuating overturning moment coefficient with turbulence intensity

Fig. 3(b) Fluctuating torsional moment coefficient with turbulence intensity

Fig. 4(a) Power spectra of overturning moment

Fig. 4(b) Power spectra of torsional moment

3. 風力のモデル化

3. 1 応答予測法

建築物の風応答は通常、1次振動数成分が卓越するので、その風応答予測は、1次振動を対象とし、スペクトルモデル法¹⁰⁾によるものとする。

建築物の変位の標準偏差は(3)式によって算定することができる。

$$\sigma_x(z) = \frac{\mu(z)}{(2\pi n_0)^2 M} \sqrt{\int_0^\infty |x(n)|^2 S_{\tilde{F}}(n) dn} \quad (3)$$

$$|x(n)|^2 = \frac{1}{\left\{1 - \left(\frac{n}{n_0}\right)^2\right\}^2 + 4\eta^2 \left(\frac{n}{n_0}\right)^2}$$

ここに、

$\sigma_x(z)$: 高さ z における応答変位の標準偏差、

$\mu(z)$: 振動のモード形、 n_0 : 固有振動数、

M : 一般化質量（捩れ振動の場合は一般化慣性モーメント）、 η : 減衰定数、

$|x(n)|^2$: メカニカルアドミッタンス、

$S_{\tilde{F}}(n)$: 一般化風力のパワースペクトル密度

(3)式の平方根内の値は、次のように安全側の近似で非共振成分と共振成分の和によって表わすことができる。

$$\sigma_x(z) = \frac{\mu(z) \sigma_{\tilde{F}}}{(2\pi n_0)^2 M} \sqrt{1 + \frac{\pi}{4\eta} \cdot \frac{n_0 S_{\tilde{F}}(n_0)}{\sigma_{\tilde{F}}}} \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_{\tilde{F}}$: 一般化風力の標準偏差

すなわち、一般化風力の標準偏差および一般化風力の規準化パワースペクトル密度の固有振動数成分が明らかになると、建築物の応答変位は求めることができる。風直角方向、捩りの一般化風力の標準偏差は後述するようにそれぞれ変動転倒モーメント係数、変動捩りモーメント係数を用いることによって得られる。

なお、応答加速度は(4)式の共振成分に $(2\pi n_0)^2$ を乗じることによって得られる。すなわち、

$$\sigma_{\ddot{x}}(z) = \frac{\mu(z) \sigma_{\tilde{F}}}{M} \sqrt{\frac{\pi}{4\eta} \cdot \frac{n_0 S_{\tilde{F}}(n_0)}{\sigma_{\tilde{F}}}} \quad (5)$$

3. 2 一般化風力係数

風直角方向および捩れ振動の1次振動のモード形は通常の高層建築物の場合、直線 ($\mu(z) = z/H$, H : 建築物の高さ) で近似できることが多く、本研究においてもこのモード形を採用する。

モード形が上記の直線で表わされる場合、風直角方向の一般化風力と転倒モーメントは下式の関係で結ばれる。

$$[\text{一般化風力}] = 1/H \cdot [\text{転倒モーメント}]$$

一方、5分力天秤より得られる捩りモーメントは振動モード形を $\mu(Z) = 1$ とした場合の一般化風力に対応するが、大熊等の手法¹¹⁾を用いてモードの違いによる補正は行うことができるとした。すなわち、変動捩りモーメント係数にモード補正係数 $\phi (=0.59)$ を乗じることによってモード補正した。なお、モード補正係数算定において、高さ方向のクロススペクトル密度及び変動風力の高さ方向の分布については文献¹²⁾を参考にした。

前章で述べたように変動転倒モーメント係数および変動捩りモーメント係数は建築物の辺長比および接近流の乱れ強さに大きく依存する。これらのことを考慮して、変動転倒モーメント係数および変動捩りモーメント係数をそれぞれ式(6)、(7)のように辺長比 (D/B) と接近流の建物頂部相高さの乱れ強さ I_{UH} の関係式とする。なお、辺長比3以上の変動転倒モーメントは、乱れ強さが0.075付近で乱れ強さの増加に伴い急激に増加する傾向が伺えるが、文献[13]、[14]、[15]および[16]のデータを重ね合わせると、データのばらつきは大きいがこの傾向は弱くなる。特に、辺長比が大きい場合は、面に正対する風向付近で、変動転倒モーメントの風向依存性が大きく、風向設定の若干の差異によりデータが大きくばらつく可能性がある。

$$C_L = f_{\alpha 1} \left(\frac{D}{B} \right) + f_{\alpha 2} \left(\frac{D}{B} \right) \cdot I_{UH} \quad (6)$$

$$C_T = f_{CT1} \left(\frac{D}{B} \right) + f_{CT2} \left(\frac{D}{B} \right) \cdot I_{UH} \quad (7)$$

上式の斜体 f は () 内の変数に関する関数を表すものである。 $f_{CL1}(D/B)$ 、 $f_{CL2}(D/B)$ および $f_{CT1}(D/B)$ 、 $f_{CT2}(D/B)$ と辺長比の関係をFig. 5、6に示す。

図中の実線は、これらを辺長比の多項式で近似した場合の曲線でTable 1に示す通りである。なお、表中の D^* は D/B である。

(6)式および(7)式を用いて得られた変動風力係数と実験から得られた変動風力係数の比較をFig. 7に示す。同図には文献[13]、[14]、[15]、[16]、[17]より得られた値についても記載した。

実験値と推定値の相関係数は変動転倒モーメント係数の場合0.98、変動捩れモーメント係数の場合ほぼ1であり、両者ともに高い相関を示していることが解かる。

推定誤差を実験値を基準とした(8)式の γ の値で評価すると、変動転倒モーメント係数および変動捩りモーメント係数の推定誤差は両者とも20%程度である。

$$\gamma = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sqrt{\left(\frac{C_{Ei}}{C_{Wi}} - 1 \right)^2} \quad (8)$$

C_{Ei} : 実験値 C_{Wi} が得られた条件で推定した変動風力係数

Fig.5 Coefficients of fluctuating overturning moment coefficient

Fig.6 Coefficients of fluctuating torsional moment coefficient

Fig.7(a) Comparison between values predicted by Eq.(6) and experimental data for fluctuating overturning moment coefficient

Fig.7(b) Comparison between values predicted by Eq.(7) and experimental data for fluctuating torsional moment coefficient

3. 3 風直角方向一般化風力のパワースペクトル密度

パワースペクトル密度の形状が比較的単純で、建築物の形状に関して定性的傾向が伺える変動転倒モーメントについては、パワースペクトル密度のモデルがVickery¹⁸⁾、大熊等¹⁹⁾、亀井等²⁰⁾、丸川等²¹⁾、H.Choi等¹⁶⁾等によって提案されている。

Vickeryは円柱構造物を対象に層揚力のスペクトル密度について正規分布に類似した簡単なモデル式を示し、高さ方向に相関を考慮して構造物全体に作用する揚力を算定できるようにしている。大熊等は、変動揚力は建築物背後の渦発生に伴う後流の周期的な変動に起因するとして、渦発生の振動数を固有振動数とする機械的アドミタンスに類似したモデル式を提案し、Vickeryのモデル式によるものと比較検討し、この提案式が近似の度合いおよび建築物の形状に対する適用範囲において優位であると述べている。亀井等は揚力の自己相関関数が指数関数的に減衰する余弦関数で現れるとしてモデル式を示している。丸川等は円柱構造物を対象にして、層揚力のスペクトル密度は渦成分とガスト成分の加算で示されると

し、各々成分の寄与率を導入したモデル式を示している。その際、渦成分については、亀井等と同様なモデルを用い、ガスト成分についてはカルマン型で近似したものをを用いている。

H.Choi等は揚力のパワースペクトル密度は後流で形成される渦列の発生による成分と剥離せん断層の挙動やその中の小さい渦による成分からなるとして、モデル式を提案している。

本研究では、応答予測式として(4)、(5)式を使用することを前提として、風直角方向一般化風力の規準化パワースペクトル密度のモデル式として、簡素で設計対象振動数範囲で比較的近似度合いがよく、広範囲の平面形に対して適用可能であるという観点から大熊等のモデル式を改良した(9)式を用いるものとする。(9)式はパワースペクトル密度は渦成分とガスト成分からなるとし、ガスト成分が設計対象振動数範囲のパワーに寄与する量は小さいとして、モデル式の簡素化のためにガスト成分を省略したものである。

$$\frac{nS_L(n)}{\sigma_L^2} = \sum_{j=1}^N \frac{4K_j(1+0.6\beta_j)\beta_j}{n} \cdot \frac{\left(\frac{n}{n_{sj}}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{n}{n_{sj}}\right)^2\right\}^2 + 4\beta_j^2\left(\frac{n}{n_{sj}}\right)^2} \quad (9)$$

$$N=1; \frac{D}{B} < 3, N=2; \frac{D}{B} \geq 3$$

β_j : パワースペクトル密度のピーク部分のバンドに関する定数 (以下, 簡単にバンド幅と称す), n_{sj} : ピーク振動数, σ_L^2 : 変動揚力の分散, K_j : 渦成分の寄与率

以下, パワースペクトル密度の各パラメータについて検討する。

(a) ピーク振動数 n_{sj}

ピーク振動数 n_{sj} を(10)式で無次元化した無次元ピーク振動数 St_j と辺長比の関係を図8に示す。

$$St_j = \frac{n_{sj} B}{U_H} \quad (10)$$

辺長比の増加にともない無次元ピーク振動数 St_j は単調に小さくなる。また, べき指数1/4気流の場合とべき指数1/7気流の場合を比較すると, 低振動数側の無次元ピーク振動数 St_1 は, 概してべき指数1/7気流の場合が大きい値を示す。高振動数側の無次元ピーク振動数 St_2 は上記と逆の関係を示す。ここで, 乱れ強さ I_{UH} と無次元ピーク振動数の関係をみると, 低振動数側の無次元ピーク振動数 St_1 は乱れ強さが大きくなるに従い小さくなるが, 高振動数側の無次元ピーク振動数 St_2 は乱れ強さが大きくなるに従って大きくなる傾向がある。

Fig.8 Peak frequencies of power spectra for overturning moment

これらのことより, 無次元ピーク振動数 St_j のモデル式は, (6)式と同様に辺長比および乱れ強さの関数とする。

$$St_j = f_{sj1}\left(\frac{D}{B}\right) + f_{sj2}\left(\frac{D}{B}\right) \cdot I_{UH} \quad (11)$$

$f_{sj1}(D/B)$ および $f_{sj2}(D/B)$ と辺長比の関係をFig.9に示す。図中の実線はこれらを辺長比の多項式で近似した場合の曲線でTable 1に示す通りである。

(11)式より得られる推定値の誤差 γ は St_1 および St_2 についてそれぞれ約10, 20%である。

(b) バンド幅 β_j

バンド幅 β_j と辺長比の関係をFig.10に示す。

低振動数側のバンド幅 β_1 は辺長比が0.5程度であるとき極小値を示す。高振動数側のバンド幅 β_2 は辺長比の大きくなるに従って単調に減少する。低振動数側のバンド幅 β_1 は基準高さの乱れ強さ I_{UH} に比例して大きくなる。一方, 高振動数側のバンド幅 β_2 は実験ケースでばらつきは見られるが, 乱れ強さ, べき指数, アスペクト比等との関係は見いだせなかった。

以上のことより, バンド幅 β_j のモデル式として(12)式を用いる。ただし, 高振動数側のバンド幅 β_2 については第2項の $f_{\beta 22}(D/B)$ を0とした。

$$\beta_j = f_{\beta j1}\left(\frac{D}{B}\right) + f_{\beta j2}\left(\frac{D}{B}\right) \cdot I_{UH} \quad (12)$$

$f_{\beta j1}(D/B)$ および $f_{\beta j2}(D/B)$ と辺長比の関係をFig.11に示す。図中の実線はこれらを辺長比の多項式で近似した場合の曲線でTable 1に示す通りである。

(12)式による推定値の誤差 γ は β_1 および β_2 についてそれぞれ約30, 20%である。

Fig.9 Coefficients of peak frequencies of overturning moment

Fig.10 Constant β regarding to band width Fig.11 Coefficients of constant β regarding to band width(c) 寄与率 K_j

寄与率と辺長比の関係をFig.12に示す。低振動数側の寄与率 K_1 は辺長比によって異なるが、平均的に見ると0.75から0.95の値を示す。気流、アスペクト比の違いによる違いは5～10%である。辺長比3以上の場合の高振動数側の寄与率 K_2 は0.1以下であるが、気流、アスペクト比の違いによるばらつきは大きい。

低振動数側の寄与率 K_1 は建築物頂部の乱れ強さが大きくなると大きくなる傾向が伺えるが、寄与率と乱れ強さの相関は弱い。一方、高振動数側の寄与率 K_2 は建築物頂部の乱れ強さが大きくなるほど小さくなる。

以上のことより、寄与率 K_j のモデル化については(13)式を用いる。ただし、低振動数側の寄与率については第2項の $f_{Kj2}(D/B)$ を0とする。

$$K_j = f_{Kj1}\left(\frac{D}{B}\right) + f_{Kj2}\left(\frac{D}{B}\right) \cdot I_{UH} \quad (13)$$

$f_{Kj1}(D/B)$ および $f_{Kj2}(D/B)$ と辺長比の関係を辺長比の多項式で近似した場合の式はTable 1に示す通りである。

(13)式より得られた推定値の誤差 γ は K_1 、 K_2 についてそれぞれ約10、30%である。

上記の(a)、(b)および(c)で定めた各パラメータのモデル式を用いて得られた風直角方向一般化風力のパワースペクトル密度の推定値と実験値の比較の1例をFig.13に示す。

本研究で対象とした振動数範囲ではパワースペクトル密度の推定値は良く実験値をよく近似していると言える。

Fig.12 Contribution ratio of power spectra of overturning moment

Fig.13 Comparisons of experimental of power spectra of overturning moment with values predicted by Eq.(9)

3. 4 応答の角加速度

変動振りモーメントのパワースペクトル密度の形状は、建築物の形状によって風上面、側面、背面の風力の寄与の度合いが異なり⁷⁾、端部付近の風圧の非定常性に大きく影響を受けることにより複雑になる。モデル式としてH.Choi et al.¹⁶⁾があるが、その物理的意味は不明である。本論文では、物理的意味が明らかでかつ簡単なモデル式を得ることが難しいことを考慮して現段階では、変動振りモーメントのパワースペクトル密度のモデル化は行わず、パワースペクトル密度と密接に関係する応答角加速度をモデル化することによって、振れの応答角変位を算定する手法を用いる。

建築物頂部の応答角加速度を(14)式のように無次元化し、無次元風速10までのこの無次元角加速度についての結果を(15)式で近似する。

$$\sigma_{\theta H}^* = \sigma_{\theta H} \frac{L}{2} \frac{1}{n_0^2} \frac{\sqrt{\eta}}{\sqrt{BD}} \frac{\rho_b}{\rho_a} \frac{1}{C_T} \quad (14)$$

$$\sigma_{\theta H}^* = K_T U^{*\beta_T} \quad (15)$$

$\sigma_{\theta H}^*$: 頂部高さの無次元応答角加速度, $\sigma_{\theta H}$: 頂部高さの応答角加速度, L : 長辺長さ, n_0 : 振れ振動の固有振動, η : 振れ振動の減衰定数, ρ_b : 建築物の平均密度, K_T, β_T : 無次元角加速度の風速の依存性を示す定数

(14),(15)式を用いると、(4)式において共振成分を算定するための振りモーメントのパワースペクトル密度は(16)式のように表わすことができる。

$$\frac{nS_T(n)}{\sigma_T^2} = \left(\frac{7.65 K_T U^{*(\beta_T-2)} I}{L \sqrt{BD} B^2 H \rho_b} \right)^2 \quad (16)$$

I : 一般化慣性モーメント, σ_T^2 : 振りモーメントの分散

無次元応答角加速度と無次元風速の関係の一例をFig.14に示す。

辺長比1以下でかつアスペクト比8の場合、他のアスペクト比の場合と異なり、無次元風速3付近に顕著なピークが見られ、(14)および(15)式で近似は困難である。これらの例を除くと無次元応答角加速度はアスペクト比に関わらず類似な傾向を示している。すなわち、無次元応答角加速度はほぼ無次元風速のべき乗に比例して増大するが、振りモーメントのパワースペクトル密度に2つのピークが見られることに関係して無次元風速4～6を境に無次元応答角加速度のべき指数の値が異なる。このことを考慮して、本研究では、無次元応答角加速度を(15)式で近似する場合、アスペクト比は6以下に限定し、適用できる範囲を無次元風速4以下と6以上とする。また、無次元風速4～6については、簡単に対数軸上で直線補間することとした。補間して得られた無次元風速4～6の応答角加速度の実験値に対する近似度は無次元風速4以下あるいは無次元風速6以上の近似度とさほど変わらない。

無次元風速4以下の K_{T1} 、 β_{T1} および無次元風速6以上の K_{T2} 、 β_{T2} と辺長比の関係をFig.15に示す。

K_{T1} は辺長比の増加に伴って低減し、辺長比0.5で余り顕著ではないが負の極値を示した後、辺長比の増加に伴い大きくなるが0.67以上では再び辺長比の増加に伴い減少する。

K_{T2} は辺長比の増加に伴い低減し、辺長比0.67で負の極値を示した後、辺長比の増加に伴い大きくなるが、辺長比2以上では再び辺長比の増加に伴って減少する。

Fig.14 Variation of non-dimensional angular acceleration with non-dimensional wind speed

K_{T1} および K_{T2} は、主として辺長比によって変化するが、同じ辺長比内でも実験ケースによってばらつく。この要因について、接近流の乱れ強さ、平均風速のべき指数、アスペクト比をパラメータにして検討したが、有効なパラメータは見いだせなかった。この理由の1つとして無次元応答角加速度を算定するときに変動振りモーメント係数で除しているために気流等の影響が出にくくなったことが考えられる。

辺長比1以下では辺長比による β_{T1} の変化はさほどなくほぼ一定である。辺長比1以上においては、 β_{T1} は辺長比2～3に正の極値を持つような分布になる。一方、 β_{T2} は辺長比0.5付近に正の極値を持つような分布をしているが、辺長比2以上については辺長比の影響を余り受けていない。

β_{T1} および β_{T2} は乱れ強さが大きくなると小さくなる傾向があるが、概して乱れ強さとの相関性は弱い。

以上のことより、応答角加速度のモデル式を(17)、(18)式のように辺長比のみの関数すると、Fig.15中の曲線、Table 1に示しような結果が得られる。

$$K_T = f_{KT} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (17)$$

$$\beta_T = f_{\beta T} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (18)$$

(17)、(18)式による推定値の誤差 γ は β_{T1} 、 β_{T2} 、 K_{T1} および K_{T2} についてそれぞれ約5、10、25および40%である。

Fig.15(a) Reduced coefficients K_T for response angle acceleration

Fig.15(b) Reduced coefficients β_T for response angle acceleration

4. 風力モデル式の妥当性

3章で得たモデル式を適用して得られた応答加速度（推定値）と振動模型による風洞実験より得られた応答加速度^{6),22)}および実測から得られた応答加速度²³⁾との比較を行い風力モデル式の妥当性について検討する。

Fig. 16に推定値と実験値および実測値との比較を示す。応答加速度および風速の表示方法については参考文献の表示に合わせてある。すなわち、Fig.16(a)の縦軸は模型頂部の応答加速度の標準偏差 σ_y に $(\sqrt{\eta/\rho_b}/(n_0^2 \sqrt{BD} \rho_a))$ を掛けて無次元化したものである。Fig.16(b)の縦軸は模型頂部の応答角加速度に中心から模型柱位置までの距離($r=34.6\text{mm}$)を乗じ応答加速度に換算したものを重力加速度の単位で示したもので、横軸の風速は模型頂部相当高さの実験風速である。Fig.16(c)の縦軸は建築物の17階(80.05m, 加速度計設置位置)での加速度、角加速度を示し、横軸の風速は風速測定高さ(136m)の風速である。Fig.16(c)に示してある加速度および角加速度の推定値は振動モードを直線として17階高さの値に換算し、風速の鉛直分布がべき指数 $\alpha=1/4$ に従うとして、建築物頂部相当高さ(m)の風速を136m高さの風速に換算してある。

Table 1 Formula of wind forces

Eq.(6)	C'_L	f_{CL1}	$-0.757+0.325D^* - 0.129D^{*2}+0.0141D^{*3}$
		f_{CL2}	$0.566-1.20D^*+0.688D^{*2}-0.0737D^{*3}$
Eq.(7)	C'_T	f_{CT1}	$0.032-0.144D^*+0.156D^{*2}-0.0448D^{*3}+0.00386D^{*4}$
		f_{CT2}	$0.0145+0.672D^*-0.398D^{*2}+0.0878D^{*3}$
Eq.(11)	St_1	f_{S11}	$0.13-0.031D^*+0.0019D^{*2}$
		f_{S12}	$0.017-0.17D^*+0.032D^{*2}$
	St_2	f_{S21}	$0.19-0.013D^*$
		f_{S22}	$1.27-0.20D^*$
Eq.(12)	β_1	$f_{\beta 11}$	$0.31-0.835D^*+0.548D^{*2}-0.128D^{*3}+0.0105D^{*4}$
		$f_{\beta 12}$	$2.40-5.14D^*+7.77D^{*2}-2.43D^{*3}+0.22D^{*4}$
	β_2	$f_{\beta 21}$	$0.84-0.31D^*+0.035D^{*2}$
		$f_{\beta 22}$	0
Eq.(13)	K_1	f_{K11}	$0.74+0.15D^*-0.040D^{*2}+0.0027D^{*3}$
		f_{K12}	0
	K_2	f_{K21}	$-0.52+0.28D^*-0.031D^{*2}$
		f_{K22}	$4.79-2.48D^*+0.27D^{*2}$
Eq.(17)	K_{T1}	f_{KT1}	$(0.017-0.0081D^*)/(0.72-1.65D^*+D^{*2})+0.081/D^*+0.0036$
	K_{T2}	f_{KT1}	$(-1.25+1.03D^*)/(1.56-0.93D^*+D^{*2})+0.43/D^*-0.12$
Eq.(18)	β_{T1}	$f_{\beta T1}$	$(-0.85+1.10D^*)/(5.56-4.27D^*+D^{*2})+0.13/D^*+2.81$
	β_{T2}	$f_{\beta T2}$	$(-0.0259+0.247D^*)/(0.308-0.931D^*+D^{*2})+2.15$

※ $D^* = D/B$

風直角方向の応答加速度について見ると、推定値は低風速範囲で実験値を若干上回るが、概して良い一致を示していると言える。振れの応答加速度の実験値との比較については、弾性模型による実験が少ないため、比較が広範囲の辺長比についてできないが、ここに示した例から判断すると、推定値は実験値を若干上回るが、加速度の風速による変化を良く表している。

実測との対応については、実測の風速範囲が30m/s以下であり、設計風速に対応するような高風速における推定値と実測値の対応は明らかにできないが、実測の風速範囲での風直角方向、振れの加速度の推定値は概して実測値を上回っている。本研究では近接する周辺の個々の建築物の影響が考慮されていないことを考え合わせると、推定値と実測値は良い対応をしていると言える。

Fig.16 Comparisons of experimental data, full-scale measurement data of response acceleration with values predicted Eq.(5) or Eq.(14)

5. 結論

建築物の辺長比と接近流の乱流特性をパラメータにして、風直角方向および捩れの変動風力の簡素なモデル式を提案し、実験値と比較検討した。モデル式による変動風力の推定値の誤差は20~30%である。

モデル式から得られた変動風力を用いて推定した応答加速度と実験から得られたものとの対応は、捩れに関して推定値が若干大きな値を示すが、概して良いと言える。実測値との比較においても、風直角方向および捩れの加速度の推定値は実測値と良い対応が見られた。

参考文献

1) Nakamura, O., Ohkuma, T., and Yamazaki, S.: Experimental Study on Behavior of Wind Forces and Wind Vibration of the LANDMARK TOWER, Proceedings of fourth congress, Council on

Tall Building and Urban Habitat, Bethlehem, 1990, Hong Kong

2) A.G. Davenport: The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures, Proceedings of Instn. Civil Engrs. Vol.19, 1961

3) 大熊武司, 小杉美樹夫, 丸川比佐夫: 空港管制塔の風力特性: 日本風工学会誌, 第35号, 1988

4) The National Building Code of Canada 1990

5) Australian Standard SAA Loading Code 1989

6) 藤本盛久, 大熊武司ほか3名: 高層建築物の強風時風向直角方向応答加速度の性状ならびに予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第395号, 1989

7) N. Isyumov and M. Poole: Wind Induced Torque on Square and Rectangular Building Shapes, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.13, 1983

8) H. Marukawa, T. Ohkuma et al: Across-wind and Torsional Acceleration of Prismatic High Rise Buildings, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.41-44, 1992

9) 西村宏昭, 谷池義人: 高層建築物に作用する非定常空気力, 第12回風工学シンポジウム論文集, 1992

10) Y.K. Lin: 構造動力学の確率論的方法, 培風館, 1972

11) 片桐純治ほか5名, 高層建物の並進一捩れ連系風応答の解析に関する研究, 第11回風工学シンポジウム論文集, 1990

12) 丸川比佐夫, 大熊武司ほか4名: 動的天秤データを利用した高層建築物の時刻歴風力シミュレーションに関する研究, 第12回風工学シンポジウム論文集, 1992

13) 藤井邦雄: 超高層建築物に作用する変動空気力とそれによる応答の研究, 清水建設研究報告別冊, 第30号, 1990

14) 浅見豊, 山田正明: 矩形断面高層建築物の風振動に関する実験的研究, 第11回風工学シンポジウム論文集, 1990

15) 近藤宏二ほか2名: 変動風力による高層建築物の時刻歴応答の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 I, 1989

16) H. Choi, J. Kanda: Propose formulae for the power spectral density of fluctuating lift and torque on rectangular 3-D cylinders, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 46 & 47, 1993

17) A. Kreem: Fluctuating wind loads on buildings, Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, No.108, 1982

18) B.J. Vickery and A.W. Clark: Lift or Across-wind Response of Tapered Stacks, Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST1, Vol.98, 1972

19) 大熊武司, 金谷昭男: 三次元角柱における角柱の形状と変動揚力の性状の関係について, 第5回構造物の耐風性に関するシンポジウム論文集, 1978

20) 亀井勇, 丸田栄蔵, 長井洋: 三次元角柱に作用する変動揚力に対する乱れの効果, 日本建築学会大会梗概集, 1979

21) 丸川比佐夫ほか3名: 大型RC煙突に作用する揚力と振動応答, 日本風工学誌, 第19号, 1984

22) 嶋田健司ほか3名: 高層建築物の風のねじれ振動 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 B, 1991

23) 藤本盛久, 大熊武司ほか4名: 7920号台風時の建物風圧力および建物振動についての実測結果 その2, 第6回風工学シンポジウム論文集, 1980

(1995年9月7日原稿受理, 1995年12月12日採用決定)