振動依存風力を考慮した風直角方向振れ連成風応答解析方法に関する研究

ANALYTICAL METHODS FOR COUPLED WIND RESPONSE OF ACROSS-WIND AND TORSION WITH MOTION-INDUCED WIND FORCES

片桐 純治*, 大熊 武司**, 丸川 比佐夫***

Junji KATAGIRI, Takeshi OHKUMA and Hisao MARUKAWA

High-rise buildings are being increasingly constructed with vibration control devices or isolation devices. It is necessary to estimate the responses of these buildings in the high wind speed region where self-excited vibrations occur, such as self excited vortex-induced vibration, galloping and torsional flutter, in relation to their ultimate limit stage or damage control provided by their control devices.

This paper proposes a spectral analyzing method and a time history analyzing method using motion-induced wind force for wind responses of high-rise buildings with coupled across-wind and torsional vibrations, and discusses the validity of these methods. Results of spectral analysis considering coupled motion-induced wind forces show that the response to across-wind vibration increases at the wind speed at which the torsional response increases rapidly, when the natural frequency of across-wind vibration is lower than that of torsional vibration.

Keywords : Motion-induced wind force, Spectral Analysis, Time Series Analysis, Coupled Vibration
振動依存風力, スペクトル解析, 時刻歴解析, 連成振動

1. はじめに

最近の高層建築物では、地震時の応答を抑えることを目的として付加的減衰機構を設置した制振構造の高層建築物が建設されるようになってきた。これまでの耐風設計ではマスダンパーあるいは粘性ダンパーの場合の大変形時における有効性および信頼性あるいは弾塑性ダンパーの強風時における継続時間に対する安全性の確認が不十分なため、応答振幅の小さい居住性の検討時のみ付加的減衰装置の効果が考慮されてきた。しかし、幅広い振幅に対応可能なダンパーの開発が行われており、加えて、免震装置を適用した高層建築物も建設されつつある。これらの免震・制振装置を有する高層建築物の高風速時における挙動を把握することは性能規定あるいは部分損傷設計における安全性を確認するために必要である。

免震・制振装置を有する高層建築物では、地震時の応答を抑えることを目的として、免震・制振装置を有さない高層建築物に比べ固有振動数が低く目に設定されることが多い。そのため、耐風設計時において、風外力による強制振動時の安全性ばかりでなく、建築物の振動と周辺流れの相互作用によって生じる振動依存風力作用時の安全性の確認も必要となる。特に、免震・制振装置の強風時の有効性を確認するためには、不安定振動の発振風速の予測だけでなく高層建築物の渦励振、ギャロッピングおよび振れフラッター等の不安定振動の風速範囲を含む応答予測、すなわち、振動依存風力を考慮

した風応答予測が必要になる。

振動依存風力を考慮した風応答解析方法としては、風直角方向振動時の振動依存風力の速度比例成分より求まる空力減衰を取り入れたスペクトル解析法による方法がVickery et al.¹⁾により提案されている。この方法の妥当性は風直角方向振動あるいは振れ振動に関してSteckley²⁾、大熊他³⁾および片桐他⁴⁾等による弾性模型実験結果との比較により確認されている。一方、著者等は多質点系弾性模型を用いた風洞実験^{5),6)}により、辺長比2あるいは3の偏心を有さない高層建築物において振動依存風力による風直角方向と振れの連成振動の生じることを指摘した。Vickery et al.¹⁾の方法ではこの振動依存風力による連成振動時の応答予測は困難であり、振動依存風力による連成振動を考慮できる解析方法の確立が必要と考えられる。さらに、免震・制振装置を有する建築物では非線形な構造特性を有するものが多い。非線形な構造特性を有する高層建築物の風応答予測には振動依存風力を考慮した時刻歴解析法が有用である。

図1 対象建築物の平面形状および座標

本論文は文献11)を修正・加筆したものである。

* ㈱泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所
主任研究員

** 神奈川大学建築学科 教授・工博

*** ㈱泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所
所長・工博

Chief Research Eng., Urban Environment Research Center, ISEC

Prof., Dept. of Arch., Faculty of Eng. Kanagawa Univ., Dr. Eng.
Director, Urban Environment Research Center, ISEC, Dr. Eng.

本研究は振動依存風力を考慮した高層建築物の風直角方向と振れの連成風応答解析方法として、スペクトル解析による方法と時刻歴解析による方法を提案し、それらの妥当性を検討するものである。

本研究では、辺長比 $D/B=2$ (D : 奥行き, B : 幅), アスペクト比 $H/\sqrt{BD}=5$ (H : 高さ) の矩形平面を有する弾性挙動の高層建築物を解析の対象とした。なお、本研究で提案する時刻歴解析法は、弾塑性構造物の風応答解析にも適用可能なものである。

2. 振動依存風力を考慮した風直角方向一振れ連成風応答解析

2.1 スペクトル解析方法

丸川他⁷⁾による弾性模型実験によれば、高層建築物に自励的振動が生じる風速付近の応答は、一次振動成分の占める割合が二次以上の高次振動成分に比べて十分大きく、応答予測において各方向の二次成分は無視できる程度である。したがって、本研究では、風直角方向および振れの一次振動を対象とする。なお、本論文では、振動依存風力、風外力、質量、剛性および減衰定数等は頂部質点のモードを1とする一次モードで一般化されたものとする。したがって、以下の文章では「一般化」を省略し、単に風力あるいは質量等と称する。解析対象とする建築物の振動モードは直線モードとし、重心および剛心位置は平面中心にあり、質量は様に分布するものとする。

構造物の一次振動を対象とした場合、周波数領域における振動依存風力を考慮した振動方程式は(1)式で表される。

$$(2\pi n_x)^2 M_x H_x^{-1}(n) X(n) = q_H DH \{C_{LW}(n) + C_{LX}(X, n) + C_{L\theta}(\theta, n)\} \quad (1a)$$

$$H_x^{-1}(n) = 1 - (n/n_x)^2 + i2h_x n/n_x \quad (1b)$$

$$(2\pi n_\theta)^2 I_\theta H_\theta^{-1}(n) \theta(n) = q_H D^2 H \{C_{MW}(n) + C_{MX}(X, n) + C_{M\theta}(\theta, n)\} \quad (1c)$$

$$H_\theta^{-1}(n) = 1 - (n/n_\theta)^2 + i2h_\theta n/n_\theta \quad (1d)$$

ここで、 n_x, n_θ : 固有振動数, M_x, I_θ : 質量および慣性モーメント, h_x, h_θ : 構造減衰定数, q_H : 速度圧, D, H : 奥行きおよび高さ, $C_{LW}(n)$, $C_{MW}(n)$: 静止状態の建築物に作用する風直角方向風力係数および振りモーメント係数, $C_{LX}(X, n)$, $C_{MX}(X, n)$: 風直角方向振動時の振動依存風力係数で、それぞれ風直角方向変位に対する風直角方向振動依存風力および振動依存振りモーメントを表す, $C_{L\theta}(\theta, n)$, $C_{M\theta}(\theta, n)$: 振れ振動時の振動依存風力係数で、それぞれ振れ変位に対する風直角方向振動依存風力および振動依存振りモーメントを表す。 $i = \sqrt{-1}$ である。以後、添え字の X, θ は模型の加振方向あるいは振動方向がそれぞれ風直角方向および振れであることを表し、 L, M はそれぞれ風直角方向風力および振りモーメントを表す。(1)式に(2)式の諸量および(3)式を代入して整理すると、(4)式となる。

$$A_x = \frac{3}{8\pi^2} \frac{\rho_a}{\rho_x} \left(\frac{U_H}{n_x B}\right)^2 \frac{B}{H}, \quad \rho_x = \frac{3M_x}{BDH}, \quad \tilde{n} = \frac{nB}{U_H} \quad (2a)$$

$$A_\theta = \frac{3}{8\pi^2} \frac{\rho_a}{\rho_\theta} \left(\frac{U_H}{n_\theta B}\right)^2, \quad \rho_\theta = \frac{3I_\theta}{B^2 D^2 H}, \quad \tilde{X}(n) = \frac{X(n)}{H} \quad (2b)$$

$$\tilde{H}_x^{-1}(n) = H_x^{-1}(n)/A_x, \quad \tilde{H}_\theta^{-1}(n) = H_\theta^{-1}(n)/A_\theta \quad (2c)$$

$$\tilde{C}_{LX}(n) = C_{LX}(X, n)/\tilde{X}(n) \quad \tilde{C}_{MX}(n) = C_{MX}(X, n)/\tilde{X}(n) \quad (3a)$$

$$\tilde{C}_{L\theta}(n) = C_{L\theta}(\theta, n)/\theta(n) \quad \tilde{C}_{M\theta}(n) = C_{M\theta}(\theta, n)/\theta(n) \quad (3b)$$

$$\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n})\tilde{X}(\tilde{n}) = C_{LW}(\tilde{n}) + \tilde{X}(\tilde{n})\tilde{C}_{LX}(\tilde{n}) + \theta(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n}) \quad (4a)$$

$$\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n})\theta(\tilde{n}) = C_{MW}(\tilde{n}) + \tilde{X}(\tilde{n})\tilde{C}_{MX}(\tilde{n}) + \theta(\tilde{n})\tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n}) \quad (4b)$$

ここで、 ρ_a : 空気密度, B : 見付幅, U_H : 平均風速である。(3)式は、ランダム振動する変位波形が周波数の異なる調和振動の集合によって表され周波数毎に独立であり、かつ振動依存風力が変位に対する線形関数と仮定して得られるものである。また、各周波数毎の振動依存風力は調和振動による強制加振実験より得られるものとする。

(4)式を、 $\tilde{X}(n)$ と $\theta(n)$ の二元連立方程式と見なし、(4)式を $\tilde{X}(n)$ と $\theta(n)$ について解くと(5)式となる。

$$\tilde{X}(\tilde{n}) = \frac{C_{LW}(\tilde{n}) + \frac{C_{MW}(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n})}{\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})}}{\{\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})\} - \frac{\tilde{C}_{MX}(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n})}{\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})}} \quad (5a)$$

$$\theta(\tilde{n}) = \frac{C_{MW}(\tilde{n}) + \frac{C_{LW}(\tilde{n})\tilde{C}_{MX}(\tilde{n})}{\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})}}{\{\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})\} - \frac{\tilde{C}_{MX}(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n})}{\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})}} \quad (5b)$$

(5)式の分子第2項は振動依存風力の連成項により付加される風力であり、分母第2項は振動依存風力の連成項により生じる見かけ上の剛性および減衰特性の変化を表している。(5)式より応答変位のパワースペクトル密度は本頁下に示す(6)式となる。ここで、 $S_{CLW}(n)$, $S_{CMW}(n)$ は風直角方向風力 $S_{CLW}(n)$ と振りモーメントのパワースペクトル密度 $S_{CMW}(n)$ をそれぞれ $(q_H DH)^2$ および $(q_H D^2 H)^2$ で無次元化したものであり、 $S_{CLMW}(n)$ は風直角方向風力と振りモーメントのクロススペクトル密度を $q_H^2 D^3 H^2$ で無次元化したものである。 $\text{Re}[\cdot]$ は実数部を、 $*$ は共役を表す。

2.2 時刻歴解析方法

振動依存風力を考慮した振動方程式を時間領域について表すと(7)式となる。

$$M_x \ddot{X}(t) + 4\pi h_x n_x M_x \dot{X}(t) + 4\pi^2 n_x^2 M_x X(t) = q_H DH \{C_{LW}(t) + C_{L\theta}(\varphi, \theta, t)\} \quad (7a)$$

$$I_\theta \ddot{\theta}(t) + 4\pi h_\theta n_\theta I_\theta \dot{\theta}(t) + 4\pi^2 n_\theta^2 I_\theta \theta(t) = q_H D^2 H \{C_{MW}(t) + C_{M\theta}(\varphi, \theta, t)\} \quad (7b)$$

$$S_{\tilde{X}}(\tilde{n}) = \frac{S_{CLW}(\tilde{n}) + \frac{S_{CMW}(\tilde{n})|\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n})|^2}{|\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})|^2} + 2\text{Re}\left[\frac{S_{CLMW}(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}^*(\tilde{n})}{\{\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})\}^*}\right]}{|\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})|^2 + \frac{|\tilde{C}_{MX}(\tilde{n})|^2|\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n})|^2}{|\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})|^2} - 2\text{Re}\left[\frac{\{\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})\}\tilde{C}_{MX}^*(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}^*(\tilde{n})}{\{\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})\}^*}\right]} \quad (6a)$$

$$S_{\tilde{\theta}}(\tilde{n}) = \frac{S_{CMW}(\tilde{n}) + \frac{S_{CLW}(\tilde{n})|\tilde{C}_{MX}(\tilde{n})|^2}{|\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})|^2} + 2\text{Re}\left[\frac{S_{CLMW}(\tilde{n})\tilde{C}_{MX}^*(\tilde{n})}{\{\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})\}^*}\right]}{|\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})|^2 + \frac{|\tilde{C}_{MX}(\tilde{n})|^2|\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n})|^2}{|\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})|^2} - 2\text{Re}\left[\frac{\{\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})\}\tilde{C}_{MX}^*(\tilde{n})\tilde{C}_{L\theta}^*(\tilde{n})}{\{\tilde{H}_x^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})\}^*}\right]} \quad (6b)$$

ここで、 $C_{La}(\varphi, \theta, t)$, $C_{Ma}(\varphi, \theta, t)$ は風直角方向振動および捩れ振動によって生じる振動依存風力である。なお、時刻歴解析の場合、準定常理論値を評価するため、振動依存風力が迎角(風直角方向振動の場合は振動速度と風速より求まる相対迎角 φ 、捩れ振動の場合には捩れ角 θ)を入力とするシステム関数であると仮定した。ただし、 $\varphi(t) = \dot{X}(t)/U_H$ である。

(2)式の A_X , A_θ , $\tilde{n}$ および(8)式の無次元量を代入して、整理すると(9)式となる。

$$\tilde{t} = \frac{tU_H}{B}, \quad \tilde{X}(\tilde{t}) = \frac{X(t)}{H}, \quad \lambda_n = \frac{n\theta}{n_X} \quad (8)$$

$$\frac{\ddot{\tilde{X}}(\tilde{t})}{(2\pi\tilde{n}_X)^2} + \frac{\dot{\tilde{X}}(\tilde{t})2h_X}{2\pi\tilde{n}_X} + \tilde{X}(\tilde{t}) = A_X \{C_{LW}(\tilde{t}) + C_{La}(\varphi, \theta, \tilde{t})\} \quad (9a)$$

$$\frac{\ddot{\tilde{\theta}}(\tilde{t})}{(2\pi\lambda_n\tilde{n}_X)^2} + \frac{\dot{\tilde{\theta}}(\tilde{t})2h_\theta}{2\pi\lambda_n\tilde{n}_X} + \tilde{\theta}(\tilde{t}) = A_\theta \{C_{MW}(\tilde{t}) + C_{Ma}(\varphi, \theta, \tilde{t})\} \quad (9b)$$

振動依存風力 $C_{La}(\varphi, \theta, t)$, $C_{Ma}(\varphi, \theta, t)$ は迎角と振動依存風力の応答関数の畳み込み積分によって求められる。

$$C_{La}(\varphi, \theta, \tilde{t}) = \int_{-\infty}^{\tilde{t}} \varphi(\tilde{t} - \tilde{\tau}) \tilde{C}_{L\varphi}(\tilde{\tau}) d\tilde{\tau} + \int_{-\infty}^{\tilde{t}} \theta(\tilde{t} - \tilde{\tau}) \tilde{C}_{L\theta}(\tilde{\tau}) d\tilde{\tau} \quad (10a)$$

$$C_{Ma}(\varphi, \theta, \tilde{t}) = \int_{-\infty}^{\tilde{t}} \varphi(\tilde{t} - \tilde{\tau}) \tilde{C}_{M\varphi}(\tilde{\tau}) d\tilde{\tau} + \int_{-\infty}^{\tilde{t}} \theta(\tilde{t} - \tilde{\tau}) \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{\tau}) d\tilde{\tau} \quad (10b)$$

(10)式中の $\tilde{C}_{L\varphi}(\tilde{\tau})$, $\tilde{C}_{M\varphi}(\tilde{\tau})$, $\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{\tau})$, $\tilde{C}_{M\theta}(\tilde{\tau})$ は周波数領域における振動依存風力を逆フーリエ変換して求められる。

$$\tilde{C}_{L\varphi}(\tilde{\tau}) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{C}_{L\varphi}(\tilde{n}) e^{i2\pi\tilde{n}\tilde{\tau}} d\tilde{n}, \quad \tilde{C}_{M\varphi}(\tilde{\tau}) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{C}_{M\varphi}(\tilde{n}) e^{i2\pi\tilde{n}\tilde{\tau}} d\tilde{n} \quad (11a)$$

$$\tilde{C}_{L\theta}(\tilde{\tau}) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{C}_{L\theta}(\tilde{n}) e^{i2\pi\tilde{n}\tilde{\tau}} d\tilde{n}, \quad \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{\tau}) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n}) e^{i2\pi\tilde{n}\tilde{\tau}} d\tilde{n} \quad (11b)$$

ここで、 $C_{L\varphi}(\tilde{n})$, $C_{M\varphi}(\tilde{n})$ は、相対迎角に対する振動依存風力であり、風直角方向変位に対する振動依存風力より(12)式で求められる。

$$\tilde{C}_{L\varphi}(\tilde{n}) = \tilde{C}_{LX}(\tilde{n}) \frac{1}{i2\pi} \frac{U_H}{n_0 B H} \quad (12a)$$

$$\tilde{C}_{M\varphi}(\tilde{n}) = \tilde{C}_{MX}(\tilde{n}) \frac{1}{i2\pi} \frac{U_H}{n_0 B H} \quad (12b)$$

(i) 風直角方向振動時

(ii) 捩れ振動時

(a) 風直角方向振動依存一般化風力

(a) パワースペクトル密度

(b) クロススペクトル密度

図2 一般化風力のパワースペクトル密度およびクロススペクトル密度

なお、実験より求まる振動依存風力を(11)式に適用するためには関数近似によるモデル化が必要であり、3.2項において振動依存風力のモデル化に関する検討を行う。

3. 風外力特性および振動依存風力特性

本項で用いた風力および振動依存風力は、 $D/B=2$, $H/\sqrt{BD}=5$ の矩形平面の実験模型を用いて、マニホールドにより測定した層風力に、強制加振模型の鉛直方向の振動モード(直線モード)を掛けて求めたものである^{4),8)}。実験気流は、 $\alpha=1/4$ の勾配流である。

3.1 風外力特性

図2に強制振動模型を静止させて測定した層風力より求めた風直角方向風力および振りモーメントのパワースペクトル密度およびクロススペクトル密度を示す。なお、図2の Co_{LM} および Q_{LM} はそれぞれクロススペクトル密度の実数部および虚数部を示す。

風直角方向風力は、無次元周波数0.06付近をピークとするスペクトル形状である。振りモーメントは無次元周波数0.04と0.15付近にピークを有している。風直角方向風力と振りモーメントのクロススペクトル密度の実数部は、振りモーメントのスペクトルギャップ付近の周波数において正から負に符号が逆転する。虚数部は無次元周波数0.04および0.3付近にピークを示す。

(i) 風直角方向振動時

(ii) 捩れ振動時

(b) 振動依存一般化振りモーメント

図3 三次元模型に作用する非連成振動時振動依存一般化風力(風直角方向振動時の風力は相対迎角で基準化したものを示す)

3.2 振動依存風力特性

3.2.1 振動依存風力の測定結果

図3に強制振動実験⁴⁾より求めた振動依存風力係数を示す。なお、図3の C_{LR} 、 C_{LI} はそれぞれ風直角方向振動依存風力係数の実数部(変位比例成分)および虚数部(速度比例成分)を表し、 C_{MR} 、 C_{MI} はそれぞれ振動依存振りモーメント係数の実数部(変位比例成分)および虚数部(速度比例成分)を表す。加振振幅は風直角方向振動時 $\tilde{X}_H = X_H/H = 0.005$ 、捩れ振動時 $\tilde{\theta}_H = \theta_H D/2H = 0.0025$ のものである。ここで、 X_H 、 θ_H はそれぞれ頂部質点における風直角方向加振振幅および捩れ加振振幅である。図3の風直角方向振動時の振動依存風力係数は、相対迎角の振幅 $\phi_{HX} = 2\pi X_H/U_H$ で基準化したものである。文献4)、8)と基準化の方法が異なるが、これは後述する振動依存風力を相対迎角の関数として近似するためである。なお、図3中に示した実線および点線は後述する関数近似値およびこれを用いた調和振動時の解析値である。

風直角方向振動時の風直角方向振動依存風力の速度比例成分は、 $U_H/n_X B = 5$ 付近の限定された風速および20付近以上において正値を示し、負減衰的に作用する。捩れ振動時の振動依存振りモーメントの速度比例成分は、 $U_H/n_\theta B = 6$ 付近以上において正値を示し、 $U_H/n_\theta B = 7$ および20付近にピークを有する。振動依存振りモーメントの速度比例成分がピークを示す風速は、振りモーメントのパワースペクトル密度におけるピーク周波数と概ね一致している。

3.2.2 振動依存風力の関数近似

振動依存風力の絶対値は、図4に示すように複数のピークを有している。これを考慮し、振動依存風力を(13)式に示す関数によって近似した。なお、図4の $\beta_{L\phi}$ および $\beta_{M\theta}$ はそれぞれ相対迎角および捩れ角に対する振動依存風力の位相差である。図2中に太い実線および点線で示した曲線が、(13)式によって関数近似した結果である。

$$\tilde{C}_{L0} = \bar{C}_D - \frac{\partial \bar{C}_L}{\partial \theta}, \quad \tilde{C}_{M0} = \frac{\partial \bar{C}_M}{\partial \theta} \quad (14)$$

(13)式の右边第一項の ϕ_j は、迎角に対する振動依存風力の時間遅れを表している。 m_j は0もしくは1として近似した。表1に右边第一項の各パラメータの近似値を示す。(13)式右边第二項の $\tilde{C}_0$ は、

(14)式から求まる準定常理論値である。但し、 $\tilde{C}_{L0}$ は風直角方向の準定常理論値、 $\tilde{C}_{M0}$ は捩れの準定常理論値である。

$$\tilde{C}(\tilde{n}) = \sum_{j=1}^{3or4} \frac{ia_j(\tilde{n}/\tilde{n}_j)}{-(\tilde{n}/\tilde{n}_j)^2 + i2h_j(\tilde{n}/\tilde{n}_j) + 1} e^{i(m_j\pi + \phi_j\tilde{n})} + \tilde{C}_0 \quad (13)$$

ここで、 $\bar{C}_D$ 、 $\bar{C}_L$ 、 $\bar{C}_M$ はそれぞれ風方向平均風力係数、風直角方向平均風力係数および平均振りモーメント係数であり、捩れ加振用模型に静的捩れ角を与えて求めた。本実験で得られた $\tilde{C}_{L0}$ および $\tilde{C}_{M0}$ はそれぞれ0.49および-0.20である。

図5に応答関数の一例として $U_H/n_X B$ 、 $U_H/n_\theta B = 10$ の場合の振動依存風力係数の関数近似モデルを逆フーリエ変換して求めた振動依存風力の応答関数を示す。なお、風直角方向振動時の応答関数は、相対迎角に対する応答関数を示している。風直角方向振動依存風力の場合、 $\tau < 0$ にも若干応答値があり $\tau = 0$ から始まる因果関数となって

表1 近似パラメータ($\tilde{X}_H = 0.005$, $\tilde{\theta}_H = 0.0025$)

j		1	2	3	4
C_{LX}	a_j	-14.48	-4.83	-2.19	-9.38
	n_j	0.08	0.13	0.21	0.27
	h_j	0.36	0.22	0.17	0.26
	ϕ_j	-2.82	0.00	0.00	-1.24
	m_j	0	0	0	1
C_{MX}	a_j	-1.60	-3.24	-2.56	-
	n_j	0.07	0.18	0.53	-
	h_j	0.37	0.26	0.36	-
	ϕ_j	-2.08	1.50	0.00	-
	m_j	0	0	0	-
$C_{L\theta}$	a_j	15.26	4.14	6.32	5.29
	n_j	0.07	0.12	0.25	0.28
	h_j	0.36	0.26	0.13	0.12
	ϕ_j	-1.53	-2.60	0.00	-0.59
	m_j	0	0	0	1
$C_{M\theta}$	a_j	1.87	3.29	2.96	-
	n_j	0.06	0.20	0.54	-
	h_j	0.40	0.26	0.22	-
	ϕ_j	0.00	-2.77	-1.91	-
	m_j	0	0	0	-

(太枠で囲んだパラメータについては、振幅に対する非線形性を考慮した関数近似も行った(図6))

図4 振動依存風力の絶対値および位相差

(a) 風直角方向振動依存一般化風力

(b) 振動依存一般化振りモーメント

図5 振動依存風力の応答関数の一例 ($U_H/n_0B=10$)

図6 無次元風速5付近における近似パラメーター(表1の太枠で囲んだパラメーター)の加振振幅による変化

いない。これは、 U_H/n_0B , $U_H/n_0B=4$ 付近のピークを(13)式で近似したとき、 m_j を1としたため逆フーリエ変換して得られる関数が因果関数とならないことによる。図5の $\tau > 0$ における応答関数を用いて構造物が調和振動した時の振動依存風力を時刻歴解析より求めた結果を前述の図3に細線で示したが、風直角方向振動依存風力および振動依存振りモーメントとも関数近似したものとほぼ一致しており、 $\tau < 0$ に応答値があることの影響は無視できる。

3.2.3 振幅に対する非線形性を考慮した振動依存風力の近似

強制加振実験より測定された振動依存風力の絶対値は、図4に示すように風直角方向振動依存風力および振動依存振りモーメントとも、無次元風速4～5付近を除き加振振幅に対して概ね比例する。無次元風速4～5付近では、加振振幅が小さなほど振動依存風力の絶対値は大きくなる傾向を示す。振動依存風力が応答変位に対して比例する場合、(5)式の分母第一項の実数部が0となる見かけ上の固有振動数において虚数部が0以下となる場合がある。これは、構造減衰と空力減衰の和が0以下となり、振動が発散することを表している。大熊他⁸⁾の二次元模型による低減衰時の振動実験によれば、無次元風速5付近では急激な応答変位の増加は見られるものの、発散的な振動は生じないのに対して、無次元風速12付近では突然に発散的振動が生じることが報告されている。これは、図4における振動依存風力の振幅依存性の傾向と一致する。そこで、本研究では、無次元風速4～5付近をピークとする近似パラメーター(表1の太枠で囲んだパラメーター)について振幅による非線形性を考慮した。なお、他のパラメーターについても同様に振幅依存性を考慮した近似を行ったが、表1の太枠で示したパラメーターについて振幅依存性を考慮した場合、実験値を最もよく近似した。また、図4における振動依存風力の位相差は、絶対値のような加振振幅による変化が明瞭でないことより、位相差に関するパラメーターは振幅によって変化しないものとした。

図4に振幅に対する非線形性を考慮した近似結果を、図6に無次

元風速5付近の近似パラメーターの加振振幅による変化を示す。ほとんどの近似パラメーターにおいて実験の加振振幅範囲内では、単調に増加あるいは減少する傾向が見られる。本研究では、図6に示すように各近似パラメーターが加振振幅に対して一次関数的に変化すると仮定して解析に用いた。

4. 振動依存風力を考慮した風応答解析結果

4.1 スペクトル解析方法による風応答解析結果

4.1.1 解析条件

解析の対象とした構造物は、 $\rho_X/\rho_a=163$, $\rho_\theta/\rho_a=34$, $h_X=h_\theta=0.02$ とした。解析結果との比較に用いた弾性模型実験結果は、文献5)における $\alpha=1/7$ の勾配流中で行われたものである。応答解析に用いた振動依存風力は、実験値を直線補間したものを用いた。振動依存風力の測定範囲外の周波数成分は変位比例成分および速度比例成分とも0とし、振動依存風力は振幅と線形関係にあるとして、 $X_H/H=0.005$ および $\theta_H D/2H=0.0025$ の結果を用いた。そのため、捩れ振動において構造減衰定数が0.8%以下の時、無次元風速8付近において解析値が発散し、構造減衰定数が0.8%より大きな場合は無次元風速15付近において解析値が発散した。

スペクトル解析による風応答解析では、履歴減衰などの非線形な減衰特性を等価な線形減衰に置換する方法が取られており、非線形な減衰特性を考慮した詳細な検討は通常時刻歴解析により行われる。また、一般的な高層建築物では1～2%程度の構造減衰定数を有することおよび低減衰の建築物では制振装置等の設置されることが多く、通常の辺長比2の高層建築物を対象とする風応答解析では、振動依存風力の振幅に対する非線形性を考慮していないことの実用上での問題は生じることはまれであると考えられる。

4.1.2 スペクトル解析による解析結果と弾性模型実験結果の比較

図7にスペクトル解析による応答解析結果および弾性模型実験結果⁵⁾の比較を示す。図7は、風直角方向と捩れの固有振動数比 n_θ/n_X

図7 スペクトル解析による風応答解析結果と弾性模型実験結果の比較

($\rho_X/\rho_a=163, \rho_\theta/\rho_a=34$, 振動依存風力は実験値を使用, 振動依存風力は振幅比例とした.)

の変化による応答性状の変化について求めたものである。

解析値に着目すると, 風直角方向変位は, $U_H/n_\chi B=12$ 以上の風速において固有振動数比による増加の傾向が異なり, 振動依存風力の連成項による差異が明瞭に現れている。捩れ変位には, 固有振動数比による若干の差は見られるが, 風直角方向変位のような顕著な差は生じていない。

実験値の場合, 固有振動数比による風直角方向変位の変化は, 無次元風速13付近において解析値と同様の傾向を示している。捩れ変位の実験値は $n_\theta/n_\chi=1.32$ の場合他の固有振動数比の場合と比べ応答変位が若干大きい, これは他のケースと比べ減衰定数が小さい目であることによると考えられる。

解析値と実験値を比較すると両者は実験気流が異なるものの風速に対する応答変位の傾向は類似しており, 本研究で示した振動依存風力を考慮したスペクトル解析による風直角方向捩れ連成風応答解析方法は妥当なものと考えられる。

4.1.3 振動依存風力の連成項による風応答性状の変化

図8に(6)式による応答解析値 σ_X, σ_θ と(6)式の連成項を除いた(15)式より得られる応答解析値 σ_X, σ_θ の比を示す。

$$S_X(\tilde{n}) = \frac{S_{CLW}(\tilde{n})}{|\tilde{H}_X^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{LX}(\tilde{n})|^2} \quad (15a)$$

$$S_\theta(\tilde{n}) = \frac{S_{CMW}(\tilde{n})}{|\tilde{H}_\theta^{-1}(\tilde{n}) - \tilde{C}_{M\theta}(\tilde{n})|^2} \quad (15b)$$

なお, $U_H/n_\chi B$ および $U_H/n_\theta B$ が15を超えた風速で結果が途切れて

図8 振動依存風力の連成項による応答変位の変化($\rho_X/\rho_a=163, \rho_\theta/\rho_a=34, h_\chi=h_\theta=0.02$, スペクトル解析, 振動依存風力は実験値) 図9 スペクトル解析値と時刻歴解析値の比較($n_\theta/n_\chi=1.1, \rho_X/\rho_a=163, \rho_\theta/\rho_a=34$, スペクトル解析時の振動依存風力は関数近似値, 振動依存風力は振幅比例とした)

いるものがあるが、これは振れの解析値が発散したため計算を打ち切ったことによる。

風直角方向変位の場合、 $U_H/n_X B=12$ 付近から σ_X/σ_{XI} の増加が見られる。この傾向は、固有振動数比が小さなほど顕著である。 $n_\theta/n_X=0.95$ 以下の σ_X/σ_{XI} が増加する風速は、振れ変位が急激に増加する風速と概ね一致する。また、 $U_H/n_X B=7$ 付近では高風速ほど顕著ではないが、 $n_\theta/n_X=1.0$ の時 σ_X が σ_{XI} より2割程度増加する。振れ変位の場合、風直角方向変位ほど顕著な差異は見られないが、 $U_H/n_\theta B=5\sim 12$ の範囲では $n_\theta/n_X \geq 1.05$ の時 σ_θ が $\sigma_{\theta I}$ に比べ大きく、 $U_H/n_\theta B=12$ 以上では $n_\theta/n_X \leq 1.0$ の時 σ_θ が $\sigma_{\theta I}$ に比べて大きい。

4.2 時刻歴解析方法による風応答解析結果

まず、本研究で提案する時刻歴解析結果の妥当性を、時刻歴解析およびスペクトル解析による風応答解析を同様の解析条件により行い、両者の比較より検討する。その際、スペクトル解析と同様に時刻歴解析においても振動依存風力は加振振幅に比例するものとして解析を行った。続いて、振動依存風力の非線形性を考慮した応答解析を行い、弾性模型実験結果との比較を行う。

4.2.1 時刻歴解析とスペクトル解析による風応答解析結果の比較

解析対象とした建物モデルは密度比 $\rho_X/\rho_a=163$ 、 $\rho_\theta/\rho_a=34$ 、風直角方向と振れの固有振動数比 $n_\theta/n_X=0.8, 1.2$ 、減衰定数 $h_X, h_\theta=0.5\%, 1\%$ および 2% とした。時刻歴解析結果との比較のためスペクトル解析においても関数近似した振動依存風力を用いた。時刻歴解析時の風力の時系列は、図3のパワースペクトル密度およびクロススペクトル密度を基にモンテカルロ法で作成した。時刻歴解析は線形加速度法により行い解析時の時間刻みは振れ固有周期 T_θ の $1/100$ 、解析時間は T_θ の300倍の解析を5波行い、 $100T_\theta$ から $300T_\theta$ の解析結果5波の標準偏差のアンサンブル平均値を求めた。解析では1ステップ毎の無次元変位の変化量が 10^{-10} 以下となるまで収束計算した。

図9に時刻歴解析およびスペクトル解析による風応答解析結果の比較を示す。なお、振動依存風力の実験値を用いた図6のスペクトル解析結果と近似値を用いた図8のスペクトル解析結果が同様な結果が得られていることより、関数近似誤差による応答解析結果への影響はほとんど無いものと考えられる。

スペクトル解析と時刻歴解析による結果を比較すると、固有振動

数比、減衰定数にかかわらずよく一致した結果が得られている。また、スペクトル解析および時刻歴解析による結果とも振動依存風力を振幅に比例すると仮定しているため構造減衰が 0.5% の場合、 $U_H/n_\theta B=7$ 付近において、構造減衰定数が 1% 以上の場合、 $U_H/n_\theta B=15$ 付近において振れの解析値が発散した。

以上の結果より、本研究で提案した振動依存風力の関数近似モデルおよび時刻歴解析方法の妥当性が示されたものと考えられる。

4.2.2 振動依存風力の非線形性を考慮した時刻歴風応答解析

振動依存風力の非線形性を考慮した応答解析では(16)式により応答振幅を求め、これを用いて図5に示した一次関数によって各ステップ毎の振動依存風力の近似パラメータを決定した。なお、強制加振実験での最大加振振幅は、 $\tilde{X}_H=0.01$ 、 $\tilde{\theta}_H=0.005$ であるが、これを越える振幅においても各パラメータの近似結果が適用可能なものとして振動依存風力を求めた。

$$\tilde{X}_H(\tilde{t}) = \sqrt{\tilde{X}(\tilde{t})^2 + \left(\frac{\tilde{X}(\tilde{t})}{2\pi\tilde{m}_X}\right)^2}, \quad \tilde{\theta}_H = \sqrt{\tilde{\theta}(\tilde{t})^2 + \left(\frac{\dot{\tilde{\theta}}(\tilde{t})}{2\pi\tilde{m}_\theta}\right)^2} \quad (16)$$

振動依存風力の非線形性を考慮した時刻歴解析では、非線形性を考慮しない場合に比べ、解析結果が定常になるまでの解析時間がかかるため、解析時間は T_θ の600倍とし、 $300T_\theta$ から $600T_\theta$ における

図10 振幅に対する非線形性を考慮した風応答解析結果と弾性模型実験結果¹⁰⁾の比較($n_\theta/n_X=1.1$, $\rho_X/\rho_a=163$, $\rho_\theta/\rho_a=34$)

図11 時刻歴解析における応答波形($n_\theta/n_X=1.1$, $\rho_X/\rho_a=163$, $\rho_\theta/\rho_a=34$)

標準偏差を求めた。その他の時刻歴解析方法および風外力時系列の作成方法は、4.2.1項と同じである。

時刻歴解析時の構造物の風直角方向と振れの固有振動数比、密度比は比較を行う弾性模型実験¹⁰⁾に合わせて $\rho_X/\rho_a=163$, $\rho_\theta/\rho_a=34$, $n_\theta/n_X=1.1$ とした。構造減衰定数は0.5%および2%とした。

図10に振動依存風力の非線形性を考慮した風応答解析結果と弾性模型実験結果の比較を示す。図10に示した構造減衰定数約2%の弾性模型実験結果は勝村他¹⁰⁾に示されているものであり、べき指数 $\alpha=1/4$ の実験風流中で行われたものである。構造減衰定数約0.5%の結果は文献10)と同じ実験条件により行ったものである。

弾性模型実験結果によると、減衰定数0.5%の時、 $U_H/n_\theta B=5$ 付近から振れ振動に応答変位の急激な増加が見られるものの、発散は生じていない。減衰定数2%の時、文献10)によると、 $U_H/n_\theta B=15$ 付近において応答変位に発散的な増加が生じており、振れ変位 $\sigma_\theta D/2H$ に0.1程度の変形が生じた時、弾性模型の柱が塑性化し、 $U_H/n_\theta B=19$ 付近において破断した。

時刻歴解析結果の場合、減衰定数0.5%の時、応答変位は $U_H/n_\theta B=8$ 付近において極大値を示し、風速の増加に伴って応答変位が減少した後、 $U_H/n_\theta B=15$ 付近において急激な応答変位の増加が生じている。減衰定数2%の時、低風速での限定振動は起こらず、 $U_H/n_\theta B=18$ を超える風速で急激な応答変位の増加が生じている。

弾性模型実験結果と時刻歴解析結果を比較すると、減衰定数0.5%および2%の場合とも定性的傾向は概ね一致しており、本研究における振動依存風力のモデル化の有効性が示されたものと考えられる。

図11に時刻歴解析による応答変位波形の一例を示す。減衰定数0.5%および2%の $U_H/n_\theta B=5$ における変位波形は、風直角方向変位および振れ変位ともランダムな応答波形である。一方、減衰定数0.5%の $U_H/n_\theta B=8$ および減衰定数2%の $U_H/n_\theta B=18$ では、風直角方向変位はビートした応答波形であり、振れ変位は比較的振幅変化の少ない正弦波的な波形を示している。著者等は文献5)の弾性模型実験において、振れ変位に急激な増加が生じた場合、風直角方向の応答変位には、風直角方向の固有振動数成分と振れの固有振動数成分の割合がほぼ等しくなる現象が生じるを示しており、本研究の時刻歴解析においても同様の現象が生じるため風直角方向変位がビートした振動になるものと考えられる。

5. 結論

振動依存風力を考慮した高層建築物の風直角方向と振れの連成応答を対象としたスペクトル解析法および時刻歴解析法を示し、それらの妥当性について検討した。また、スペクトル解析法により振動依存風力の連成項による風直角方向および振れ振動における風応答の変化に関して検討した。本研究の結論を以下に示す。

- 1) スペクトル解析による応答解析結果と弾性模型実験結果の固有振動数比による変化の傾向は概ね一致しており、本研究で提案したスペクトル解析による応答解析方法は妥当なものと考えられる。ただし、スペクトル解析方法では、振動依存風力を振幅に比例するとしているため、減衰定数が0.8%より小さい場合には無次元風速8付近において、減衰定数が0.8%より大きな場合無次元風速15付近において解析値が発散した。
- 2) 本研究で提案した時刻歴解析法による解析結果はスペクトル解

析法によるものと一致した結果が得られたことより、本研究で提案した時刻歴解析方法は妥当なものと考えられる。また、振動依存風力の振幅に対する非線形性を考慮した時刻歴解析結果は、弾性模型実験結果とほぼ一致した傾向が得られた。

- 3) 本研究で提案した振動依存風力を考慮した風応答解析方法の適用例として、風直角方向と振れの固有振動数比による振動性状の変化に関して検討した。振動依存風力の連成項を考慮しない場合と比較し、振動依存風力の連成項を考慮した場合、辺長比2の建築物では振れ振動が急激な増加を示す風速付近において風直角方向の応答変位が増加する。風直角方向応答変位の増加の割合は、固有振動数比が小さなほど大きい。したがって、風直角方向と振れの固有振動数が接近した高層建築物について振動依存風力を考慮した風応答解析を行う場合、振動依存風力の連成項も考慮する必要がある。

謝辞

本論文に示した減衰定数0.5%時の大振幅時までの弾性模型実験は、(株)風工学研究所の勝村章氏のご協力により実施したものである。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Vickery, B.J., Basu, R., Simplified Approaches to the evaluation of the across-wind response of chimneys, J. of Wind Eng. and Ind. Aerodyn, 14, 153-166, 1983
- 2) Steckley, A., Motion-Induced Wind Forces on Chimneys and Tall Buildings, Ph.D thesis The university of Western Ontario, 1989
- 3) 大熊武司, 丸川比佐夫, 鶴見俊雄, 山本学, 高層建築物の空力不安定振動の予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 1127-1128, 1993年9月
- 4) 片桐純治, 大熊武司, 丸川比佐夫, 下村祥一, 辺長比2の高層建築物に作用する振動依存風力特性に関する研究—風直角方向および振れ振動時振動依存風力特性—, 日本建築学会構造系論文集, 第534号, 25-32, 2000年8月
- 5) 片桐純治, 丸川比佐夫, 大熊武司, 藤井邦雄, 高層建築物の風応答における風直角方向と振れの固有振動数比の影響に関する研究, 日本建築学会構造系論文集第507号, 21-27, 1998年
- 6) 片桐純治, 勝村章, 丸川比佐夫, 藤井邦雄, 辺長比による高層建築物の風直角方向および振れの風応答性状の変化に関する研究, 第15回風工学シンポジウム, 473-478, 1998年
- 7) 丸川比佐夫, 片桐純治, 勝村章, 藤井邦雄, 多質点系弾性模型の開発と高層建築物の風応答評価についての検討, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, 39-48, 1996年6月
- 8) 片桐純治, 大熊武司, 丸川比佐夫, 鶴見俊雄, 風直角振れ連成振動時の振動依存風力特性—辺長比2の高層建築物に作用する振動依存風力特性に関する研究—, 日本建築学会構造系論文集, 2000年5月
- 9) 大熊武司, 丸川比佐夫, 山本学, 矩形平面構造物の空力不安定振動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 209-210, 1995年8月
- 10) 勝村章, 片桐純治, 向秀元, 吉田昭仁, 丸川比佐夫, 高層建築物の連成フラッターに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 143-144, 1999年9月
- 11) 片桐純治, 大熊武司, 丸川比佐夫, 振動依存風力を考慮した風直角方向—振れ連成風応答解析に関する研究, 第16回風工学シンポジウム論文報告集, 2000年12月

(2001年4月16日原稿受理, 2002年1月23日採用決定)