

# 風力発電設備停止時と発電時における地震応答予測に関する研究\*

Seismic response analysis of wind turbine in the parked and operating conditions

石原 孟\*\* 祝 磊\*\*\* ルウン ヴァン ビン\*\*\*  
Takeshi ISHIHARA Lei ZHU Luong Van BINH

## 1. はじめに

風力発電設備支持物の構造設計においては通常風荷重が支配的である。しかし日本は地震活動の活発な地域であり、地震荷重が支配的となる可能性があるが、これまでに風力発電設備支持物の地震応答に関する研究はほとんどない。

風力発電設備支持物に作用する地震荷重を評価する手法としては時刻歴応答解析法<sup>1)</sup>と応答スペクトル法<sup>2) 3)</sup>が挙げられる。IEC<sup>3)</sup>が推奨したモデルではせん断力の分布を一様と仮定したため、風車タワーに作用する地震荷重を過大評価する問題がある。

そこで、本研究では、風力発電設備支持物の地震時における運動方程式に基づき、応答スペクトル法により風力発電設備停止時および発電時における地震荷重を求めるための半理論式を導出すると共に、時刻歴応答解析と比較することによりその予測精度を検証する。

## 2. 地震荷重評価の基本的考え方

本研究では、風力発電設備支持物の地震荷重を評価する際に、1)地震力の作用方向と風向が一致する、2)構造モデルとして基礎固定モデルを使用する、3)地震動の入力位置をタワー基部とする、といった仮定を用いた。また本研究では風車のロータが静止しかつ風が吹いていない状態を風車停止時、風車が発電している状態を風車発電時と呼ぶ。地震が発生する時には、風車が発電している可能性が高いことから、風車発電時の地震荷重には風車発電時の風荷重の年平均値を考慮することとした。風車発電時の風荷重はスラスト係数および年平均風荷重に対応する風速を用いて算定する。風車停止時と風車発電時の地震荷重を求め、その大きい方を地震時の荷重として採用する。

## 3. 加速度応答スペクトル

本研究では地表面における時刻歴加速度波形を求

めるために、参考文献<sup>4)</sup>により定められた地表面加速度応答スペクトルを採用した。

$$S_a(T, 0.05) = S_{a0}(T, 0.05)G_s \quad (1)$$

$$S_{a0}(T, 0.05) = \begin{cases} a_0(1+9.375T) & (T \leq 0.16) \\ 2.5a_0 & (0.16 < T < 0.64) \\ 1.6a_0/T & (T \geq 0.64) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 $S_a(T, 0.05)$ は減衰比5%の地表面加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>)、 $S_{a0}(T, 0.05)$ は工学的基盤面での基準化加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>)、 $T$ は支持物の1次固有周期(s)、 $a_0$ は工学的基盤面での基本最大加速度1.8m/s<sup>2</sup>、 $G_s$ は表層地盤による加速度の増幅率を表す。第2種地盤における $G_s$ は次のように求める。

$$G_s = \begin{cases} 1.5 & (T \leq 0.64) \\ 1.5T/0.64 & (0.64 < T < 0.864) \\ 2.025 & (T \geq 0.864) \end{cases} \quad (3)$$

時刻歴応答解析には、式(1)に示す応答スペクトルを用いて発生した10波の地震波を使用した。地震波の最大振幅は周期0sの時の応答スペクトルの値と一致し、位相は乱数により発生した。

## 4. 運動方程式と解析モデル

### 4.1 風方向の運動方程式

風車発電時に加速度 $\ddot{x}_g$ の地震動を受ける多質点系モデルの風方向の運動方程式は次式により表される。

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[m]\{e\}\ddot{x}_g + \{f(t)\} \quad (4)$$

ここで、 $\{x\}$ 、 $\{\dot{x}\}$ 、 $\{\ddot{x}\}$ はそれぞれ変位ベクトル、速度ベクトル、加速度ベクトル、 $[m]$ は質量マトリクス、 $[c]$ は減衰マトリクス、 $[k]$ は剛性マトリクスを表す。 $\{e\}$ は基礎固定の場合には全要素が1のベクトルである。空気力 $\{f(t)\}$ は、次のように近似できる。

$$\begin{aligned} \{f(t)\} &= \{n\}0.5\rho(U_h - \dot{x}_c)^2 C_t A \\ &\approx \{n\}(0.5\rho C_t A U_h^2 - \rho C_t A U_h \dot{x}_c) \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 $U_h$ はハブ高さでの平均風速、 $\dot{x}_c$ はロータとナセルからなる集中質量を表す要素の速度、 $C_t$ はスラスト係数、 $A$ はロータの受風面積を表す。また $\{n\}$ はロータとナセルからなる集中質量を表す要素

\* 第29回風力エネルギー利用シンポジウムにて講演

\*\* 会員, \*\*\* 非会員 東京大学大学院工学系研究科  
〒113-8656 東京都文京区弥生2-11-16

のみが1となるベクトルである。風車発電時の風荷重の殆どはロータから発生するため、風車タワーに作用する風荷重を省略した。またハブ高さでの平均風速 $U_h$ を0と設定した場合、式(4)は風車停止時の運動方程式となる。

#### 4.2 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析では第3章に示す加速度応答スペクトルに適合した10波の地震波をタワー基部に作用させ、運動方程式を時々刻々解くことにより、風車に作用するせん断力、曲げモーメントの最大値を求めた。多質点系モデルを用いた解析では質点と質点との間に減衰比と剛性をもつビーム要素を設けた。また1質点系モデルを用いた解析では固有周期と減衰比を与えた。

#### 4.3 応答スペクトル法

応答スペクトル法は、1質点系モデルの加速度応答スペクトル（与えられた固有周期と減衰比に対して時刻歴応答解析から得られた最大加速度）をもとに、多質点系モデルの最大応答値を求める方法であり、建築物の地震荷重を求める際によく用いられている。

多質点系モデルに対してモード解析を行い、第 $j$ モードに関する運動方程式は次のように表せる。

$$\ddot{q}_j + 2\zeta_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\gamma_j \ddot{x}_g + f_j^*(t) \quad (6)$$

ここで、 $\omega_j$ は固有角振動数、 $\zeta_j$ は減衰比、 $\gamma_j$ はモード刺激係数、 $f_j^*(t)$ は一般化風力である。

一般化風力 $f_j^*(t)$ は各次モードの速度の関数であるが、同じ外力を受けたときの1次モードと高次モードの速度比の関係から、高次モードの寄与が小さく無視できる。本研究では風車タワーの1次モードの速度のみを考慮することとした。

最大応答はモードと応答スペクトルを用いて求めることができる。例えば、1次モードに対応する第 $i$ 層の最大水平力 $F_{i1}$ は、1次モードに対応する $i$ 層の最大加速度 $\ddot{x}_{i1}(=\gamma_1 X_{i1} S_a(T, \zeta))$ に $i$ 層の質量 $m_i(=w_i/g)$ を乗じて得られる。

$$F_{i1} = \gamma_1 X_{i1} S_a(T, \zeta) m_i \quad (7)$$

ここで、 $X_{i1}$ は1次モード形、 $\zeta$ は風車の減衰比である。このように各次モードの応答を個別に求めて、それらの総和から全応答を求めることができる。しかし、この方法では各次固有モードとその固有周期を固有値解析から求める必要があり、本研究では固有値解析によらない方法を提案する。地震荷重は風

荷重と異なり、2次以上のモードによる寄与を無視できない。そこで、1次モデルによる寄与は応答スペクトル法より求め、高次モードの寄与はFEM解析の結果から同定した。

#### 4.4 風車モデル

本研究で使用した風車モデルの諸元を表1に示す。6基の風車モデルの定格出力は100kWから2MW、1次固有周期は0.49秒から2.49秒までの範囲にある。風車の定格出力及び固有周期はかなり異なるが、質量分布及びモード形は図1と図2に示すように極めて近い形になっていることが分かる。

表1 風車モデル

モデル特性	1	2	3	4	5	6
定格出力(kW)	100	400	500	1000	1500	2000
ロータ直径(m)	22	31	40	62.5	72	83
周期(s)	0.49	1.22	2.00	2.45	2.31	2.49
減衰比(%)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

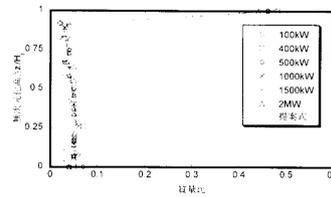


図1 質量分布

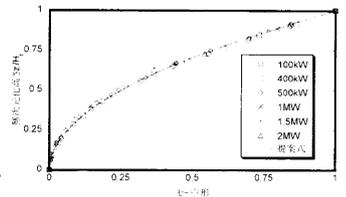
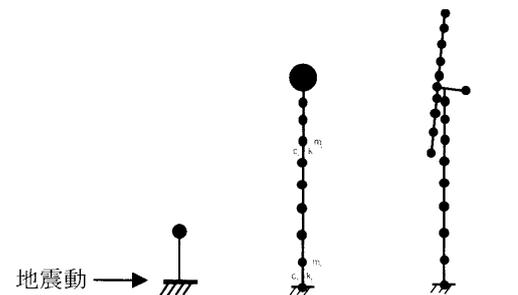


図2 1次モード形



(a) 1質点系 (b)集中質量 (c)3次元風車

図3 解析に使用したモデル

#### 5. 地震荷重評価式の提案

本研究では図3に示す3つのモデルを用いて、以下に示す手順により地震荷重の評価式を導出した。

i) 図3(a)には1質点系モデルを示す。発生した10波の地震動を入力し、時刻歴応答解析により最大応答加速度を求め、その最大値の平均値を1次モードの最大応答を算出するための応答スペクトルとして使用する。

ii) 図 3(b)には風車のロータを集中質量として近似したモデルを示し、このモデルにより、風車の1次固有周期と1次モード形を解析的に求める<sup>4)</sup>。

iii) 図 3(c)には3次元風車モデルを示す。このモデルに対して、10波の地震波を入力地震動として作用させ、時刻歴応答解析により最大荷重を求め、その平均値を用いて高次モードの補正係数を同定する。

### 5.1 風車停止時の地震荷重

風車停止時の地震荷重はロータが静止かつ無風時の地震荷重であり、第*i*層に作用するせん断力 $Q_{si}$ と曲げモーメント $M_{si}$ は次式により表すことができる。

$$Q_{si} = k_0 Z C_b A_{qi} W \quad (8)$$

$$M_{si} = k_0 Z C_b A_{mi} W h_g \quad (9)$$

ここで、 $k_0$ は設計水平地震動 $k_0 = a_0 / g$ 、 $Z$ は地域係数である。 $C_b$ は無次元ベースシア係数、 $A_{qi}$ はせん断力鉛直方向分布係数、 $A_{mi}$ は曲げモーメント鉛直方向分布係数、 $h_g$ は重心高さを表す。

#### 1) 高次モード補正係数

タワーモデル第*i*層のせん断力 $Q_{si}$ は、式(10)に示すように1次モードの層せん断力 $Q_{i1}$ と高次モードの層せん断力 $\Delta Q_i$ との和で表すことができる。

$$Q_{si} = Q_{i1} + \Delta Q_i \quad (10)$$

第*i*層の1次モードのせん断力 $Q_{i1}$ は*i*層以上の層に作用するせん断力の和で式(11)により求められる。一方、高次モードのせん断力 $\Delta Q_i$ は1次モードのせん断力に比例すると仮定すると、式(12)により表せる。

$$Q_{i1} = \sum_{k=i}^n F_{k1} = \sum_{k=i}^n \gamma_1 X_{k1} S_a(T, \zeta) m_k \quad (11)$$

$$\Delta Q_i = C_s Q_{i1} \left( 1 - \frac{z_i}{H_i} \right) \quad (12)$$

ここで、高次モードのせん断力は時刻歴応答解析により得られたせん断力と、応答スペクトル法により計算された1次モードのせん断力との差から求め、高次モード補正係数 $C_s$ は次式により評価できる。

$$C_s = \begin{cases} 0 & (T \leq 0.7s) \\ 0.075(1 - e^{0.7-T}) & (T > 0.7s) \end{cases} \quad (13)$$

#### 2) ベースシア係数

タワー基部に作用するせん断力、すなわち、ベースシア $Q_{s1}$ はタワー基部に作用する1次モードのせん断力 $Q_{11}$ と高次モードによるせん断力 $\Delta Q_1$ との和で表せる。

せん断力 $Q_{11}$ と高次モードによるせん断力 $\Delta Q_1$ との和で表せる。

$$Q_{s1} = Q_{11} + \Delta Q_1, \quad \Delta Q_1 = C_s Q_{11} \quad (14)$$

式(11)を書き直すと、次の式が得られる。

$$Q_{11} = \gamma_1 S_a(T, \zeta) \sum_{k=1}^n \mu(z_k) m_k = S_a(T, \zeta) m \nu$$

ここで

$$\nu = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \mu(z_k)}{m} \gamma_1 = \frac{\gamma_1}{\beta}, \quad m = \sum_{k=1}^n m_k = W / g$$

6基の風車に対し、係数 $\nu$ を求めると、その平均値は0.641、標準偏差は0.03であり、風車の相違による影響が小さいことが分かる。本研究では、係数 $\nu$ の平均値の0.641を採用し、ベースシア係数は次のように表した。

$$C_b = \frac{Q_{s1}}{k_0 W} = \nu \left( \frac{S_a(T, \zeta)}{k_0 g} \right) (1 + C_s) = 0.641 \left( \frac{S_a(T, \zeta)}{a_0} \right) (1 + C_s) \quad (15)$$

#### 3) せん断力の鉛直方向分布係数

タワーモデルの第*i*層のせん断力 $Q_{si}$ は、タワー基部に作用するせん断力 $Q_{s1}$ にせん断力の鉛直方向分布係数を乗じて式(16)により求めることができると仮定すると、タワー頂部のせん断力 $Q_i$ とタワー基部のせん断力 $Q_{s1}$ との比は式(17)により表せる。

$$Q_{si} = Q_{s1} A_{qi} = (1 + C_s) \gamma_1 S_a(T, \zeta) \sum_{k=1}^n \mu(z_k) m_k A_{qi} \quad (16)$$

$$\frac{Q_i}{Q_{s1}} = \frac{\gamma_1 S_a(T, \zeta) m_n}{(1 + C_s) \gamma_1 S_a(T, \zeta) \sum_{k=1}^n m_k \mu(z_k)} = \frac{\beta}{1 + C_s} \quad (17)$$

ここで、 $m_n$ は風車ロータとナセルを含むタワー頂部の質点の質量である。係数 $\beta$ は $\nu$ と同様に風車による差が小さい。本研究では係数 $\beta$ を0.8とした。さらに $C_s$ を0とし、タワー頂部のせん断力 $Q_i$ とタワー基部のせん断力 $Q_{s1}$ との比を求め、せん断力の鉛直分布係数を次のように表した。

$$A_{qi} = 1 + \frac{z_i}{H_i} \left( \frac{Q_i}{Q_{s1}} - 1 \right) = 1 - 0.2 \frac{z_i}{H_i} \quad (18)$$

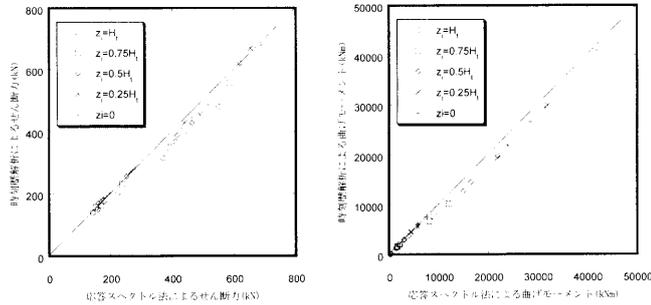
4) 曲げモーメントの鉛直方向分布係数と重心高さ  
同様な考え方で、重心高さ $h_g$ と曲げモーメントの鉛直方向分布係数は次のように求めた。

$$h_g = \frac{M_{s1}}{W C_b} = \frac{0.934 + 0.5 C_s}{1 + C_s} H_i \quad (19)$$

$$A_{mi} = \frac{M_i}{M_{s1}} = \frac{Q_i(h_h - H_i)}{M_{i1} + \Delta M_i} \quad (20)$$

$$= \frac{0.8Q_{i1}(h_h - H_i)}{0.934Q_{i1}H_i + 0.5C_s Q_{i1}H_i} = 0.858 \left( \frac{h_h}{H_i} - 1 \right)$$

図4には本研究の提案式と時刻歴応答解析結果との比較を示し、せん断力及び曲げモーメントともに時刻歴応答解析の結果とよく一致している。



(a) せん断力 (b) 曲げモーメント  
図4 風車停止時の地震力の比較

## 5.2 風車発電時の地震荷重

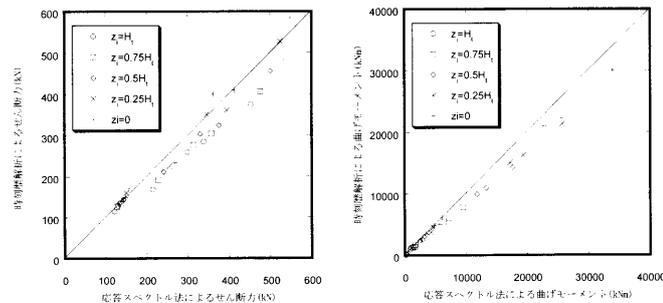
風車発電時の地震荷重は、風車停止時の地震荷重に空力減衰による補正係数を乗じ、さらに風車発電時の風荷重を加算して評価できる。第*i*層に作用するせん断力 $Q_{pi}$ と曲げモーメント $M_{pi}$ は次式により表す。

$$Q_{pi} = \gamma Q_{si} + Q_{wi} \quad (21)$$

$$M_{pi} = \gamma M_{si} + M_{wi} \quad (22)$$

$$\gamma = \frac{F_{\zeta_s + \zeta_a}}{F_{\zeta_s}}, \quad \zeta_a = \frac{\rho C_T U_h A}{4\pi m_T f} \quad (23)$$

ここで、 $\zeta_s$ は構造減衰比、 $\zeta_a$ は空力減衰比である。図5には本研究の提案式と時刻歴応答解析結果との比較を示し、せん断力及び曲げモーメントともに時刻歴応答解析の結果と一致していることが分かる。



(a) せん断力 (b) 曲げモーメント  
図5 風車発電時の地震力の比較

## 5.3 地震時の最大荷重と既往指針との比較

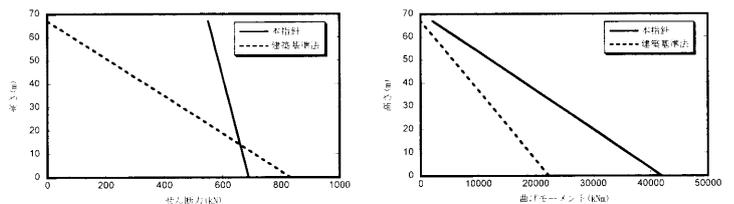
地震時の最大荷重は風車停止時と風車発電時における地震荷重の大きい方を採用し、第*i*層に作用す

る最大せん断力 $Q_{tot-i}$ と最大曲げモーメント $M_{tot-i}$ は次式により求められる。

$$Q_{tot-i} = \max(Q_{pi}, Q_{si}) \quad (24)$$

$$M_{tot-i} = \max(M_{pi}, M_{si}) \quad (25)$$

図6には建築基準法<sup>5)</sup>により定められた算定式により求めた地震荷重と本研究の提案式により求めた地震荷重を示す。せん断力の一部を除き、建築基準法の評価式による地震荷重は本提案式の値を大きく下回っていることが分かる。これは建築基準法の評価式は煙突等の塔状構造物の地震荷重を求めるための式によるものであり、トップヘビーの風車に適用できないことが分かる。



(a) せん断力 (b) 曲げモーメント  
図6 地震時のせん断力と曲げモーメントの比較  
(2MW 風車モデル)

## 6. まとめ

本研究では風力発電設備支持物の地震時における運動方程式に基づき、応答スペクトル法により、風車タワーに作用するせん断力と曲げモーメントを求めるための式を理論的に導出したと共に、高次モードがタワーに作用する地震力に与える影響を考慮した補正係数を提案した。また風車ロータの回転に起因する空力減衰を考慮した理論式に導出し、風車発電時の地震荷重の評価を可能にした。数値解析結果と比較することにより従来の設計式に比較して高い予測精度を有することを示した。

## 参考文献

- 1) Watcher D.: Seismic analysis of wind turbine in the time domain, Wind Energy. No. 8, pp.81-91, 2005
- 2) Architecture Institute of Japan: Recommendation of loads on building, 2005.
- 3) IEC 61400-1 : WIND TURBINES, Part 1, Design requirements, Third edition, 2005.
- 4) 石原孟, 他: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説, 土木学会, 2007
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課他: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007