

風力発電タワー用制振装置の開発

寺村 彰 稲葉 学 川口 彰久
木村 三郎 高篠 幸裕
(本社 設計本部 設計第12部) (東北支店 建築設計部)

Development of Vibration Control Device for Tower of Wind Power Generator

Akira Teramura Satoru Inaba Akihisa Kawaguchi
Saburo Kimura Yukihiro Takashino

Abstract

This paper describes a vibration control device installed in a tower of wind power generator to solve the problem of resonance of exciting force and excitation of the Karmann whirlpool. The vibration control device is a type of tuned mass damper (TMD), which combines laminated steel plates, small laminated rubber bearings and a viscous damper using silicone. Results of free vibration tests confirmed that the TMD increases the damping factor of the 1st vibration mode of the tower from about 0.7% to about 9%. Moreover, while the generator is operating, the TMD reduces the acceleration of the tower by about half.

概要

風力発電機が発生する強制加振力およびカルマン渦励振によるタワー構造の共振問題を解決するために制振装置を開発した。この制振装置はTuned Mass Damper (以下TMD)タイプであり、付加質量としての積層鉄板を小型の積層ゴムで支持し、減衰装置としてシリコンを用いた粘性ダンパーを採用した。現地設置後の自由振動試験結果から、TMD固定時(非制振時)のタワーの1次モード減衰定数が約0.7%であるのに対して、制振時には約9%になっていることを確認した。また、発電機稼動状態での制振効果を確認したところ、非制振状態のタワー応答加速度に対して制振状態での応答は1/2以下に抑制されていることを確認した。

1. はじめに

風力発電機は回転機械であるため振動が避け難く、その振動が過大になると発電障害を生じ、さらには機械構造上危険であるため、発電機を搭載するタワーの構造設計では通常、発電機が発生する強制外力との共振を避けて設計される。しかしながら今日、発電能力増強による大型化はその強制外力振動数を低下させる状況に、また微風から強風まで安定した発電を可能にする可変速ブレード機構の採用はその強制外力振動数が広く変動する状況になり、タワー構造の固有振動を共振から避ける設計が難しくなってきた。

今回対象となった発電機のブレードの回転による強制外力振動数は0.75~1.50Hzであり、これを支持する鋼製のタワー構造体を国内の耐震・耐風設計基準に基づいて設計すると、1次固有振動数が1.05Hzとなり、強制外力に共振することが問題になった。そこで、共振を避ける設計を試みたが、低振動数側に共振を避けると鋼材の繰返し疲労などの構造的な強度不足の問題が生じ、また、高振動数側に避けると2倍以上の鋼材が必要となって大幅な建設コスト高となる。さらに検討を進めた結果、発電風

速の範囲内でタワー構造体がカルマン渦励振により共振することも明らかになった。

解決策として、タワー構造体は原設計どおりとし、タワーの1次モード減衰性を高めて共振時の振動増幅を抑制するための制振装置(Tuned Mass Damper: 以下TMDと呼ぶ)を付与した制振装置付タワー構造体を設計した。本論文では、風力発電設備、タワー構造と制振装置の概要、制振装置付きタワーの応答特性および現地設置後の性能確認試験結果について報告する。

2. 風力発電タワーの概要

風速約2m/sから発電できる500kW大型風力発電設備の外観姿図をPhoto 1に、その諸元をTable 1に示す。この風力発電機は、風向・風速情報をもとにしてブレード(翼)を風方向に向きを変え、風速に応じてブレード角度を変化させることによりローターの回転数を制御する機構などが採られている。そして、風速22m/s以上になると、発電設備の安全性を確保するためのブレーキが作動して回転を止め発電を停止する。

発電機の強制外力は、Fig. 1に示すように、ブレードが

回転することにより発生する。風速一定の場合を想定すると、ブレードがタワー軸と重なる場合に風を受ける面積は最小となり、風圧の乱れも生じて風荷重が最小となる。一方、ブレードがタワー軸と離れている場合に風受圧面積は最大となり、よって風荷重も最大となる。これを繰り返すことにより、風速が一定でも、規則的な強制外力が生まれることとなる。強制振動数範囲は、3枚ブレード可変速式から、ローター回転数(14rpm~29rpm)の3倍の強制振動数(42rpm~87rpm, 0.7Hz~1.45Hz)である。発電機メーカーは共振を避けるため当初、タワーの一次固有振動数を0.8Hz以下、あるいは1.5Hz以上にすることを推奨していた。

タワー構造体の概要をTable 2に示す。発電設備の最高高さが60m以下という条件のもとで設計されたタワーは、高さ34.35mの鋼製円筒形状であり、カルマン渦励振による共振現象が問題となる。共振風速 U_r は(1)式により計算される。

$$U_r = 5.0 \cdot f_0 \cdot D_m \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 f_0 : 一次固有振動数、 D_m : 2/3高さにおける外径(2.46m)を表わす。一次振動数 f_0 は、杭支持層を考慮した基礎の剛性が上部構造と比較して約50倍大きいいため基礎固定として扱い、塔体製作の分割数12個と発電機質量を含めた13質量系曲げせん断モデルで計算した。

計算の結果、タワーの一次固有振動数が $f_0=0.8\text{Hz}$ (推奨値) の場合に9.8m/s、 $f_0=1.05\text{Hz}$ (設計値) の場合12.9m/s、 $f_0=1.5\text{Hz}$ (推奨値) の場合18.0m/sである。いずれの値も発電運用風速2.5m/s~22.0m/sの範囲内に入るために何らかの共振風速対策を必要とする。

タワー頂部の応答変位は、風直交共振風速12.9m/sで約0.6cm(非制振で3.5cm)に、風主方向の風速22m/sで0.5cm(同、1.3cm)、風速44.5m/s(再現期間100年)で約2.2cm(非制振で5.4cm)、風速60m/sで4.0cm(同、9.8cm)、また、El-centro, Hachinohe, Kobe汎用地震レベル1入力でそれぞれ7.6cm(同、13.9cm)、6.4cm(同、10.6cm)、10.5cm(同、16.1cm)程度に予測された。

Table 2 タワー構造概要
Outline of Tower

高さ	34.35m	
外径	底部：2.90m 頂部：2.20m	
上部構造	構造種別	S造鋼板製
	質量	30.0t
基礎構造	構造種別・形状	RC造10.8mx10.8m 厚さ1.6m
	杭支持層	場所打ち杭φ1,220, 4本 GL-6.5m, 安山岩N値≥50
タワー+発電機	一次固有周期	0.951秒 (1.05Hz)
	一次有効質量	52.0t

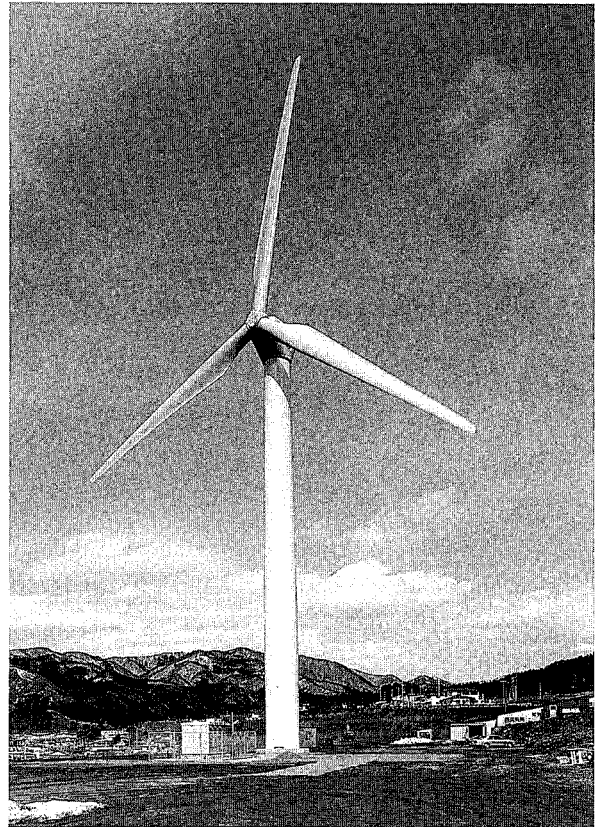


Photo 1 風力発電設備の外観姿図
Schematic of Wind Power Generator

Table 1 発電機概要
Outline of Wind Power Generator

発電能力	500kW
翼長	46m
質量	32.0t
発電風速	2.0m/s~22.0m/s
ローター回転数	風速2~4m/s : 14rpm 10~22m/s : 29rpm

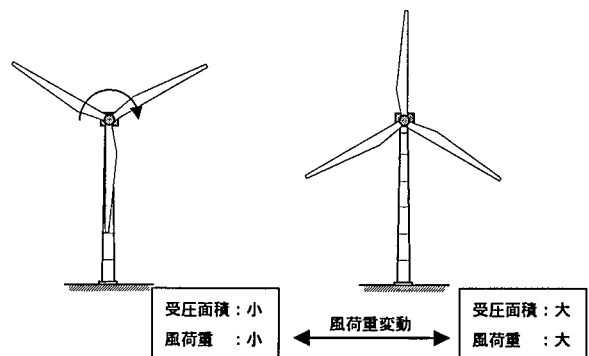


Fig. 1 風力発電機が発生する強制外力
Exciting Force of Wind Power Generator

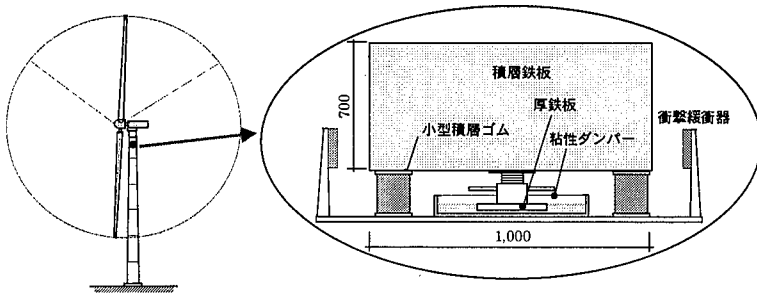


Fig. 2 制振装置の概念図
Outline of Vibration Control Device

Table 3 制振装置の諸元
Parameters of Vibration Control Device

種別		Tuned mass damper (TMD)
質量		積層鉄板4.4t
ストローク		±20cm
支承	種類	小型積層ゴム
	水平剛性	1.52kN/cm (50%歪)
減衰装置		粘性ダンパー (高粘性シリコン)

3. 制振装置の設計

3.1 設計方針

風外力と地震外力に対するそれぞれの応答解析から、制振装置の設計方針を次のように定めた。

- 1) 制振装置は、タワー頂部の内径2m弱に設置可能なコンパクトなものとする。
- 2) 制振装置は風速22m/sまでの範囲で十分な制振効果を得られるものとする。
- 3) タワー頂部の変位量が風速60m/s, 汎用地震レベル1入力で10cm程度であるので、制振装置は許容ストロークを±20cmとし、変位が10cmを超える付近から順次制振付加質量がタワー構造体と一体化して質量付与効果を担う設計とする。さらに大きな20~25cm範囲には厚さ5cmの衝撃緩衝ストッパーを設けてタワーの安全性を確保するものとする。

3.2 制振装置

制振装置の概念図をFig. 2に、諸元をTable 3に示す。TMD制振装置は、付加質量としての積層鉄板、支承および水平復元力要素としての小型積層ゴム、減衰装置としての高粘性シリコンダンパーから構成される。

TMD制振装置の最適固有振動数 f_{opt} および最適減衰定数 h_{opt} は、タワー1次有効質量 $M_1=52.0t$ 、質量 $M_{TMD}=4.4t$ を用いて、次式から求められる。

$$f_{opt} \approx f_1 / (1 + \mu) \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$h_{opt} \approx \sqrt{3\mu / 8(1 + \mu)^3} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 f_1 : タワー一次固有振動数 (=1.05Hz) , μ : 質量比 (= M_{TMD} / M_1) を表わす。(2), (3)式より、 $f_{opt} = 0.97\text{Hz}$, $h_{opt} = 0.15$ として得られ、この値をTMDの剛性および減衰係数に換算すると、 $K_{TMD} = 1.63\text{kN/cm}$, $C_{TMD} = 0.084\text{kN}\cdot\text{s/cm}$ となる。

積層ゴムの水平剛性は、Lindleyの式に基づく非線形復元力式²⁾で設計した。制振装置組立て後に振動台実験を行い動特性の確認試験を行った結果、Fig. 3に示す通り、TMD変位と固有振動数の関係において、実線で示す設計値

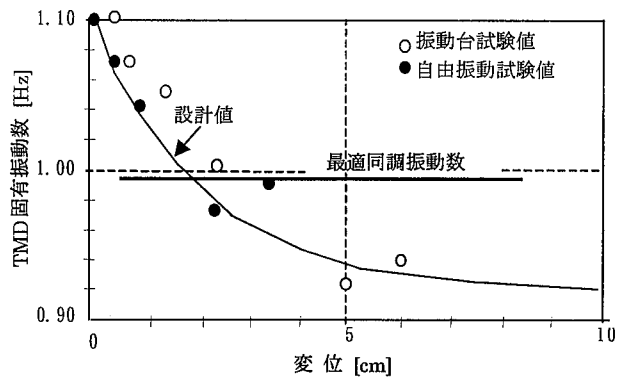


Fig. 3 TMD変位と固有振動数の関係
Relationship between Displacement and Natural Frequency

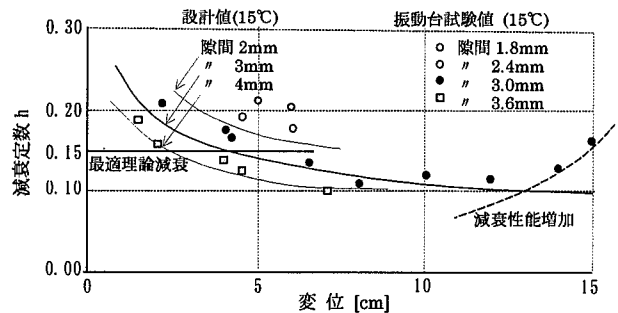


Fig. 4 TMD変位と減衰定数の関係
Relationship between Displacement and Damping Factor

は試験値と良い対応を示している。

次に、粘性ダンパーの特性は次式²⁾により設計した。

$$\text{減衰定数 } h_d = C / (2\omega M_{TMD})$$

$$\text{減衰係数 } C = P / \dot{x}$$

$$\text{粘性抵抗力 } P = a \left\{ S \cdot \omega^{a1} \cdot \left(\frac{x}{\Delta t} \right)^{a2} \right\} e^{-\beta t} \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 a : 粘性係数 (=0.020) , S : せん断面積 (= $196\pi \text{ cm}^2$) , ω : 円振動数 (= $2 \cdot \pi \cdot 1.05 \text{ rad/s}$) , x, \dot{x} : ダ

ンパー変位・速度, α_1 : 振動数依存係数 (=0.60), α_2 : 変位依存係数 (=0.70), β : 温度依存係数 (=0.0216), Δl : 隙間距離, t : 環境温度を表わす。

粘性ダンパーの隙間(粘性材のせん断変形距離)をパラメーターとして用い, TMD変位と減衰定数の関係について検討した。その場合の設計値と試験値の比較を Fig. 4に示す。なお, 同図に示す設計値は積層ゴムの減衰定数 h_r (=0.05) を含めた値である。測定値と設計値はほぼ対応している。

また, Fig. 4で変位10cm以上では積層ゴムの沈み込みに伴う隙間距離の減少による減衰性能の増加が認められる。過大変形時のフェイルセーフ機構としては, 衝撃緩衝器の他に, 変位10cmを超えると小型積層ゴムが順次沈み込み, 付加質量側の厚鉄板も降下して隙間が狭くなりせん断抵抗力が増加し, 最終的には, 厚鉄板が容器に着座して大きな抵抗力が生じる機構となっている。

隙間は積層ゴムのクリープ量も考慮して4mm程度に設定した。クリープ量は促進試験結果より, 1ヶ月後をクリープ基準0.0mmとすると1年後1.05mm, 10年後1.71mmである。風力発電設備の耐用年数20年間に対して定期検査時にそれらを確認することとなる。

3.3 制振性能

制振効果の予測解析は当初, タワー, ブレード, TMD からなる3質点系モデルで行った。しかし, タワーの特性は, Fig. 5に示す様にタワーとTMDの2質点系モデルで表現できることが分かり, 以下, 2質点系モデルとした。風外力と強制外力の作用点は制振装置がタワー内に設置されているので, それらの作用点はタワー質点のみである。

制振性能に関する解析は, タワーの減衰定数を0.01 (1%) と仮定し, TMD制振装置が前項で述べた最適同調時の場合について行った。Fig. 6に, 定常強制外力1kNに対するタワーの応答変位を示す。同図より, タワーの変位ピーク値は約1/10に低減されることが分かる。

次に, TMDの特性が最適同調時から外れた場合の制振性能を調べた。Fig. 3, Fig. 4からも分かるように, 制振装置を構成する積層ゴムと粘性ダンパーには変位振幅と温度に依存する性質がある。定性的には, 小変位・低温状態で剛性・減衰係数ともに大きく, 反対に, 大変位・高温状態で剛性・減衰係数ともに小さくなる。Fig. 3, Fig. 4および式(4)から, 変位条件0~20cm, 温度条件-10℃~40℃の範囲でTMDの固有振動数, 減衰定数範囲を以下のように設定した。

固有振動数 f : 0.90Hz~1.10Hz

減衰定数 h : 0.10 ~0.25

解析ケースとしては, $f=0.90\text{Hz}$, $h=0.10$ と, $f=1.10\text{Hz}$, $h=0.25$ の2ケースである。Fig. 7にそれらの解析結果を示す。TMDのパラメーターが最適値からずれると制振性能が劣化し, 最適同調時と比較すると応答変位のピーク値

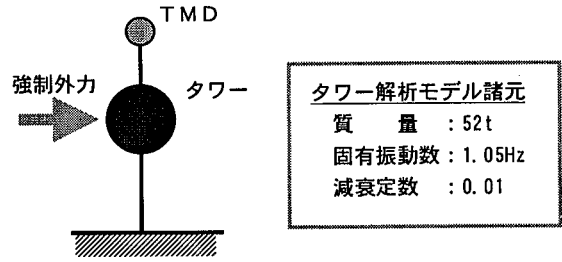


Fig. 5 解析モデル
Analytical Model

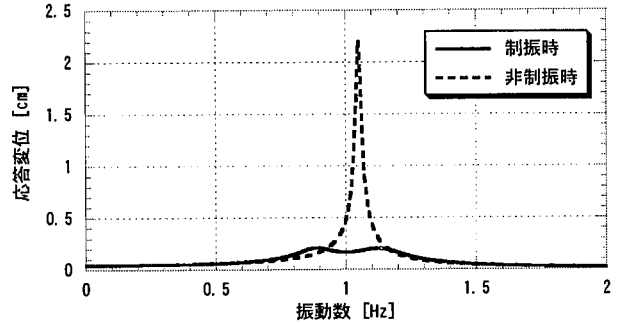


Fig. 6 制振, 非制振時の強制外力1kNに対するタワーの応答変位

Frequency Response of Tower Displacement with and without Control

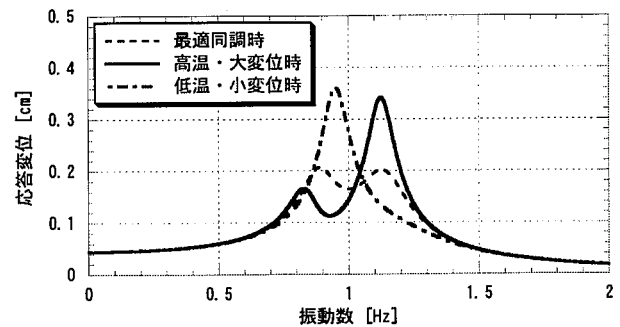


Fig. 7 TMD特性変動時の強制外力1kNに対するタワーの応答変位

Frequency Response of Tower Displacement

が約1.7倍に増幅しているが, Fig. 6の非制振状態と比較すると, 応答変位のピーク値は約1/6以下に抑制されており, 制振性能は実用上十分に確保されることが分かる。

4. 制振性能確認試験

タワー完成後にまず, 人力加振による自由振動試験を行った。Fig. 8に, 非制振時(TMD固定状態)と制振時のタワー加速度波形を示す。この自由振動波形から求める固有振動数は $f_0 = 1.06\text{Hz}$ であり, 設計値 ($f_0 = 1.05\text{Hz}$)

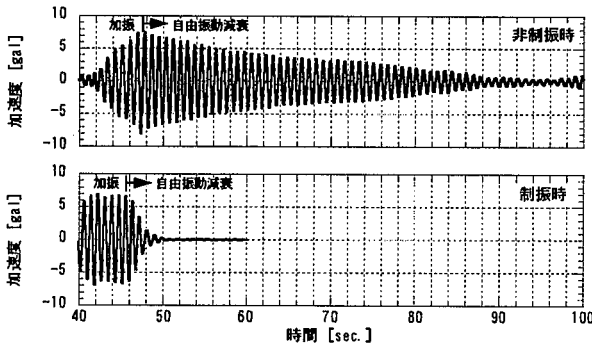


Fig. 8 タワー加速度波形
Waveforms of Acceleration of Tower

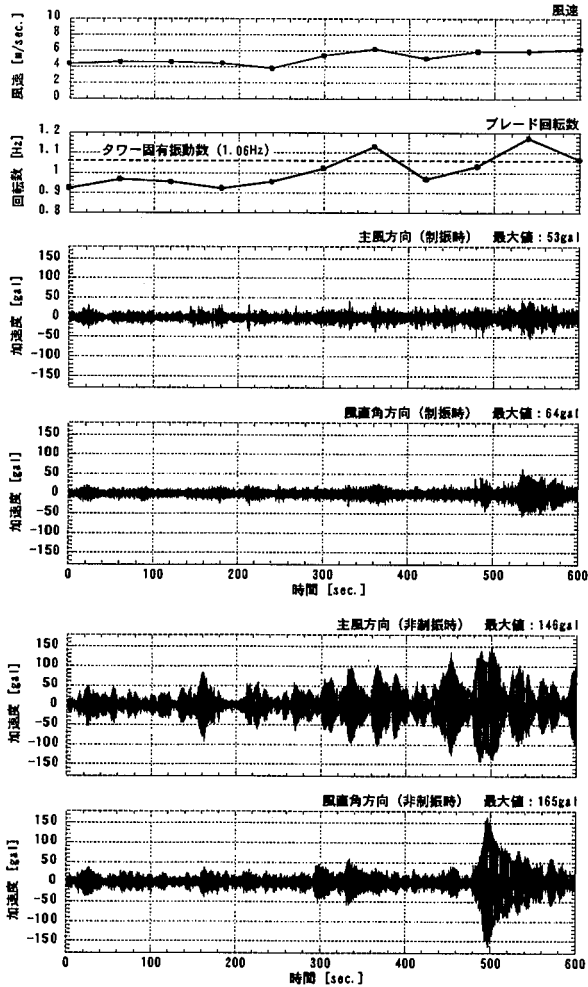


Fig. 9 制振・非制振時のタワー加速度波形
Waveforms of Acceleration with and without Control

に対応する。また非制振時のタワーの減衰定数は約0.7%で、制振時は約9.0%であり、十分な性能が得られている。

次に、発電機稼動状態での制振時のタワー応答加速度を測定した。風向がほぼ一定で風速が約4~6m/s程度のときの代表的な10分間の測定波形をFig. 9に示す。風速およびブレード回転数は、発電機制御盤内に表示された1分間隔の値である。制振状態のタワー応答加速度は主風方向

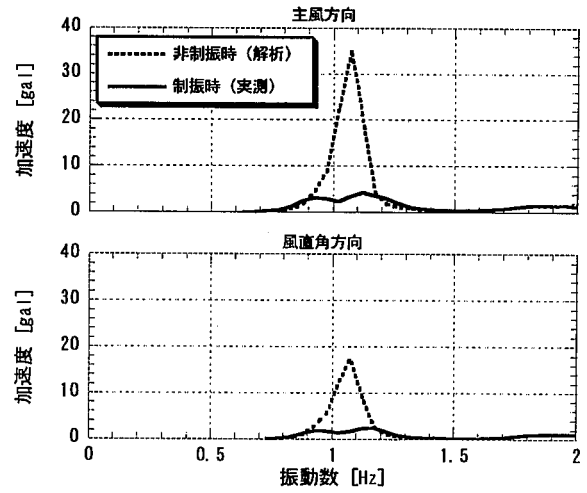


Fig. 10 タワー加速度のスペクトル
Spectra of Acceleration of Tower

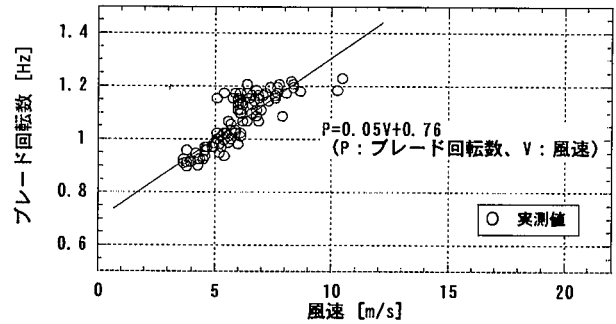


Fig. 11 風速とブレード回転数の関係
Relationship between Wind Velocity and Braid Rotary Frequency

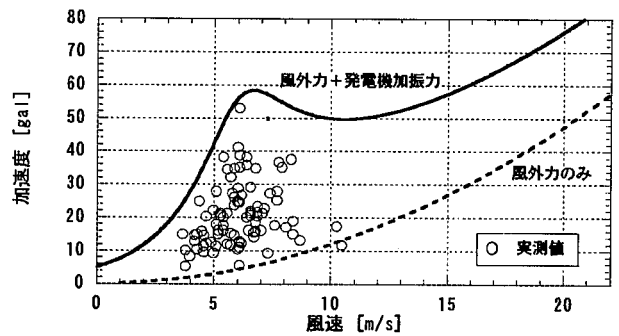


Fig. 12 風速とタワー加速度の関係
Relationship between Wind Velocity and Acceleration of Tower

で最大53gal、風直角方向64galであり、非制振状態での最大加速度146galおよび165galに比較すると約40%に抑制されている。また最下段の非制振状態の加速度応答波形における時間軸の300/sと500/s付近でブレード回転数がタワー固有振動数を通過しており、同時刻付近で応答加速度が大きくなっている。この加速度波形を周波数分析した結果をFig. 10に示す。同図より、タワーの固有振動

数1.0Hz付近のピーク値は、主風方向、風直角方向とも、非制振状態に対して約1/8程度に抑制されていることがわかる。

非制振状態の応答は、Fig. 5に示す制振解析モデルと制振時のタワー加速度の測定波形を用いて強制外力を求め、自由振動試験から判明した固有振動数1.06Hz、減衰定数0.7%のタワーモデルにその強制外力を入力して求めた結果を表わしたものである。

最後に、ブレードの回転がタワーに及ぼす影響を検討する。全測定ケースにおける風速とブレード回転数の関係をFig. 11に、また風速と風主方向のタワー加速度の関係をFig. 12に○印で示す。タワーの加速度は、2.0Hzのローパスフィルタ処理方法でタワーの1次モード付近の加速度波形を抽出して得た値である。Fig11より、風速の増加とともにブレードの回転数も増加していること、また、Fig12より、1分間隔の風速であるが6m/s付近でブレードの回転数とタワーの固有振動数（1.06Hz）が近づいてタワーは共振の影響を大きく受ける様子が分かる。このときの最大加速度は53galであり、また風主方向の応答加速度が約4.5galであったので、ブレードの強制外力による応答は53gal-4.5gal =48.5gal程度と推測できる。

解析に際し、Fig. 11に示した風速とブレード回転数の関係を、最小2乗法を用いて次の1次式で近似した。

$$p = 0.05 \cdot v + 0.76 \dots \dots \dots (5)$$

ここで、 p ：ブレード回転数、 v ：風速を表わす。
次に、加速度応答が定常状態での応答であると仮定すると、ブレードの強制外力 F は次式により求めることができる。

$$F = X_{Acc} / Amp \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 X_{Acc} ：タワー応答加速度、 Amp ：定常強制加振力1kNに対するタワー応答加速度を表わす。この単位荷重当りの応答加速度は前記解析法より10.3galである。また、強制外力に対するタワーの応答加速度は、制振装置付タワーモデルを1質点系と仮定した次式を用いて求めた。

$$A = \frac{F}{k} \cdot \frac{(2\pi \cdot p)^2}{\sqrt{\{1 - (f/p)^2\}^2 + (2 \cdot h \cdot f/p)^2}} \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 A ：応答加速度、 F ：強制外力 (=4.71kN)、

p ：強制振動数、 f ：タワー固有振動数 (=1.06Hz)、 h ：タワー減衰定数 (=0.09) を表わす。

以上の関係式から、ブレード回転による強制外力は48.5gal/(10.3gal/kN)=4.71kN程度に推定され、タワー頂部の応答加速度は風外力の応答も含めて、Fig. 12に実線で示す通り、実測値を包絡している。

5. まとめ

大型風力発電設備を搭載する鋼管製タワーのカルマン渦励振と、発電機が発生する強制外力との共振問題を解決するためのTMD方式の制振装置を開発し、その実用化および制振効果の確認を行った。その結果より、制振装置により非制振状態でのタワー減衰定数0.7%から約9%に改善されたこと、また、発電機稼動状態でのタワー応答加速度が非制振状態に比べて約40%に低減されていることを確認した。

以上の結果、従来はタワー構造体と発電機の強制外力振動数との共振を避ける設計法が採られていたが、タワー構造と制振装置を一体化した設計法を採ることによってタワー構造体への強制外力低減、風外力に対する安全性の向上、また、詳述を省いたが鋼材の繰返し疲労および地震力対策、さらに建設時の鋼材総量の低減にも有効であると考えられる。

謝辞

風力発電設備の制振装置付タワーの建設に当たり、岩谷産業（株）水野勉開発部長、住友金属鉱山（株）小野嘉信課長らのご指導を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 寺村ほか：免震装置のフェールセーフ機構に関する研究（その3）、大林組技術研究所報、No.53、pp.7～12、(1996)
- 2) 寺村ほか：厚肉積層ゴムを用いた免震・除振システムの開発（その2）、大林組技術研究所報、No.42、pp.23～26、(1991)