

風力発電設備の動的特性と耐震設計に関する基礎的考察

A fundamental study on dynamic characteristics and the seismic design of Wind Turbine Generator Systems

大塚 久哲*, 棚邊 隆**, 榊 豊和***

Hisanori OTSUKA, Takashi TANABE and Toyokazu SAKAKI

* 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

** 日本鋼管株式会社 シビルエンジニアリング部 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2-1)

(九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 博士課程)

*** 九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

Recently, Wind Turbine Generator System (WTGS) has increased in number and its size has been getting larger because of the pursuit of efficiency. In spite of its simple appearance, dynamic behavior of the tower is more complicated than it seems. International Wind Turbine Standard (IEC61400-1) completes design method for the wind load. However, seismic design method that is indispensable for regional requirement in Japan is not clearly described there. This paper firstly presents investigation on the dynamic characteristics of WTGS tower from the result of field measurement. After that, study on the seismic design method for the WTGS tower is introduced with the results of linear dynamic and static analysis.

Key Words: Wind Turbine Generator Systems, field measurement, dynamic analysis, seismic design

1. まえがき

風力発電は1980年代に米国で本格的に導入が始まり、1990年代に入って欧州にて開発が大きく進展した。1997年の地球温暖化防止京都会議以後、二酸化炭素を排出しない無尽蔵なクリーンエネルギーの1つとして、世界各国で積極的にその導入が図られている。日本においても、電力買取制度および各種助成策の整備により、風力発電の普及が推進されており、1997年末において1.7万kWであった設備容量が1999年には8.3万kWに達しており、経済産業省は2010年度の風力発電の導入目標を300万kWとする考えを示している。

風力発電設備は、風車、発電機、その他制御機器およびそれらの支持構造であるタワーおよび基礎構造から構成される。近年、建設コストに対する発電能力の最大化の視点から、1基あたりの風力発電設備は大型化する傾向にあり、タワーおよび基礎構造の重要性が益々大きくなっている。タワーの設計における最も重要な照査項目として、風車の回転により発生する振動問題が挙げられる。この振動問題における振動外力としては、回転機器の重量アンバランスなどによるものの他に、本設備のエネルギー源である風の風速・風向およびその空間分布など非定常性に起因するものがある。この風に関しては、欧米にて研究が進み、設計基準International Wind Turbine Standard IEC61400-1 (1999年)としてまとめられている。

しかし、地震のない欧州で作成されたIEC61400-1では、

地震に関しては考慮すべき項目として明記されているものの、具体的な設計法を示すには至っていない。また、日本においては、建築基準法の適用対象となるため、同法にて規定する風荷重および地震荷重に対して煙突関連の設計指針を準用し許容応力度の照査を実施している。しかし、本構造の設計においては、設備の稼働時振動(風荷重)と地震荷重の組合せ法など、風力発電特有な問題があり、耐震設計指針の整備が望まれる。また、設備の普及拡大に伴い、所謂レベル2地震に対する性能規定も重要な課題と考える。

これらを踏まえて本研究ではまず、対象とした風力発電設備に対して動的特性の把握を目的とした振動計測を行い、その結果を基にタワーの常時振動特性の考察を行った。次に設計曲げモーメント及び水平変位を現地計測の結果と比較した。さらに、道路橋示方書に準拠したレベル2地震動に対する静的および動的な解析を行った。最後に、稼働時に作用する振動外力を、計測結果より推定し、その振動外力と地震波を同時に作用させた解析を行い、風力発電設備のタワーの耐震設計法について検討した。

2. 対象とした風力発電設備の概要

風力発電設備は、風車、発電機、制御機器およびそれらの支持構造であるタワーおよび基礎構造から構成される。今回対象とした600kW大型風力発電設備の写真を写真-1、その諸元を表-1に示す。この風力発電設備は風向によってブレードの向きを変え(ヨー制御)、風速に応じてブレード

の角度を変化（ピッチ制御）させることによりローターの回転数を制御するシステムとなっている。さらに、風速がカットアウト風速（25.0m/s）以上になるとブレーキが作動して発電を停止させるシステム（ストール制御）となっている。ブレードの回転によるタワーへの強制外力は以下に示すような発生メカニズムとなっている。すなわち、風速が一定だとするとブレード（風車の羽根）の1枚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、ブレードが全て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、タワーに規則的な強制外力が発生する。

3. 現地計測

3.1 現地計測概要

平成13年3月2日～4月2日にかけての一ヶ月にわたりタワーの振動計測を行った。まず、FFTアナライザを使用してタワーの固有振動数を分析した。その後、図-1に示す位置に①風向1成分、風速1成分、②羽根の回転数1成分、③タワーの応答加速度（南北方向と東西方向）2成分、④タワー基部の軸方向歪（東西南北）4成分の連続計測を行った。途中、計測状況の確認として中間メンテナンスを実施した。また、データサンプリング間隔は計測機器及び計測日数の都合により0.1秒とした。

3.2 計測による固有振動数

FFTアナライザ（CF-250）を使用して固有振動数の計測を行った。固有振動数の計測を行う時は、ブレードは回転しておらず、図-1に示すようにブレードに対して直角方向（以後、ブレード直角方向と称す）がEW方向、ブレードに

対して水平方向（以後、ブレード方向と称す）がNS方向であった。固有振動数はブレード直角方向、ブレード方向共に0.619Hzという結果となった。

3.3 風力発電設備の常時振動特性

ここで言う常時とは地震時を除いた風力発電設備の稼働時のことを指す。図-2は3月2日の計測開始時から3月9日の午前0時までの加速度と変位の計測データの時系列変化（5分間隔の最大・最小）を示している。期間中の最大応答加速度は3月4日のNS方向で738gal、最大応答変位は3月4日のNS方向の185mmであった。なお、変位は計測加速度を周波数フィルタリング法により2回積分して求めた。

期間中に行った振動計測のデータから代表的な値を取り出し、タワーの常時振動特性の検討を行った。

図-3は計測によるNS方向の加速度波形を示したものである。(a)～(d)は回転数をパラメータとしたもので、(e)はブレードの回転が停止する直前の加速度波形、(f)は回転停止時の加速度波形である。回転数が増加するにつれて応答加速度も増加する傾向となっているが、回転数17rpm（風速5.8m/s）付近で、明らかに他とは異なる波形となった(b)。ブレードの回転は定格回転時で27rpm(d)、その後さらに回転数が上がり29rpmになると回転は停止している(e)及び(f)。回転停止時の最大応答加速度は75.9gal、定格回転時（回転数27rpm）では-362.2gal、回転が停止する直前では391galとなった。風速が増加してもある値以上になればブレーキが作動して発電を停止させるシステム（ストール制御）となっているが、風速が上がりストール制御がかかり始めるまでには時間的な誤差が生じる。風速が大きく、かつ、ブレードが回転しているこの瞬間に大きな加速度が生じているようである。

次に、加速度波形をフーリエ変換してフーリエスペクトルを求めた(図-4)。(a)では1次と2次の固有振動数付近

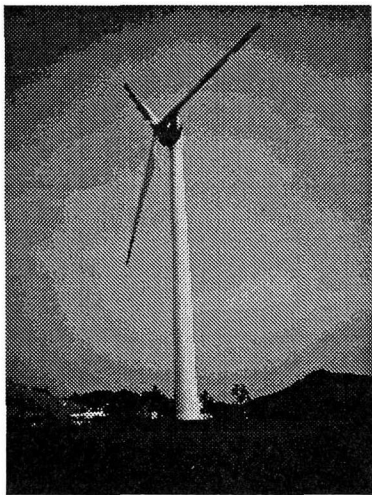


写真-1 風力発電設備の外観図

表-1 風力発電設備構造概要

構造形式	鋼製自立式(変断面モノポール構造)		
タワーの高さ	46m	起動風速	3.0m/s
基礎の高さ	0.3m	定格風速	13.0m/s
タワーの外径	頂部2.0m 基部3.5m	停止風速	25.0m/s
耐風速	60m/s	ブレード長	23.9m
定格回転数	27rpm	ハブ高さ	50m
定格出力	600kW	最大高	75.25m

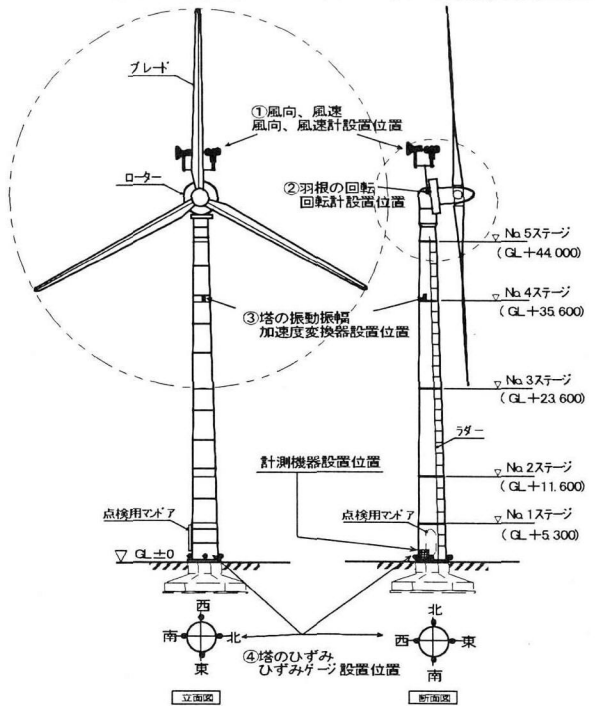


図-1 計測機器設置位置図

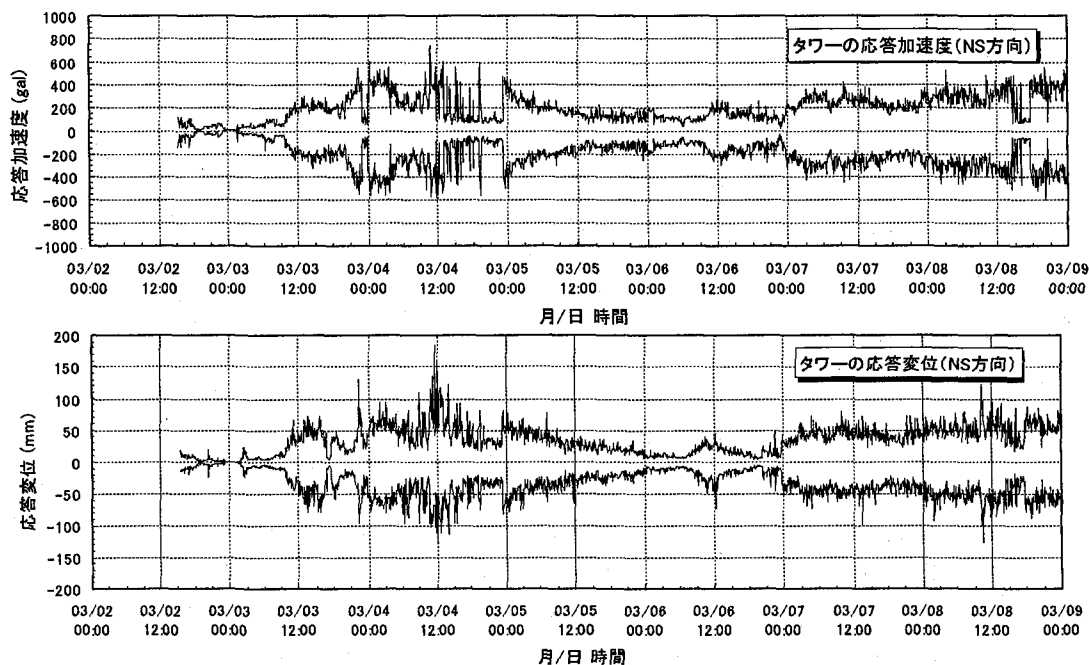


図-2 最大・最小応答変位及び加速度

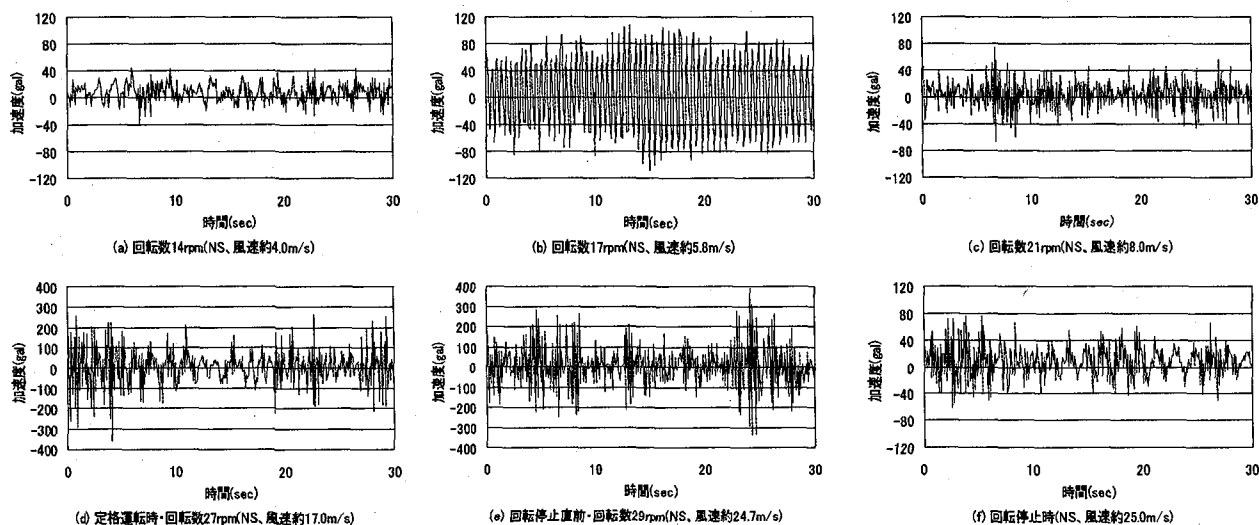


図-3 計測による加速度波形

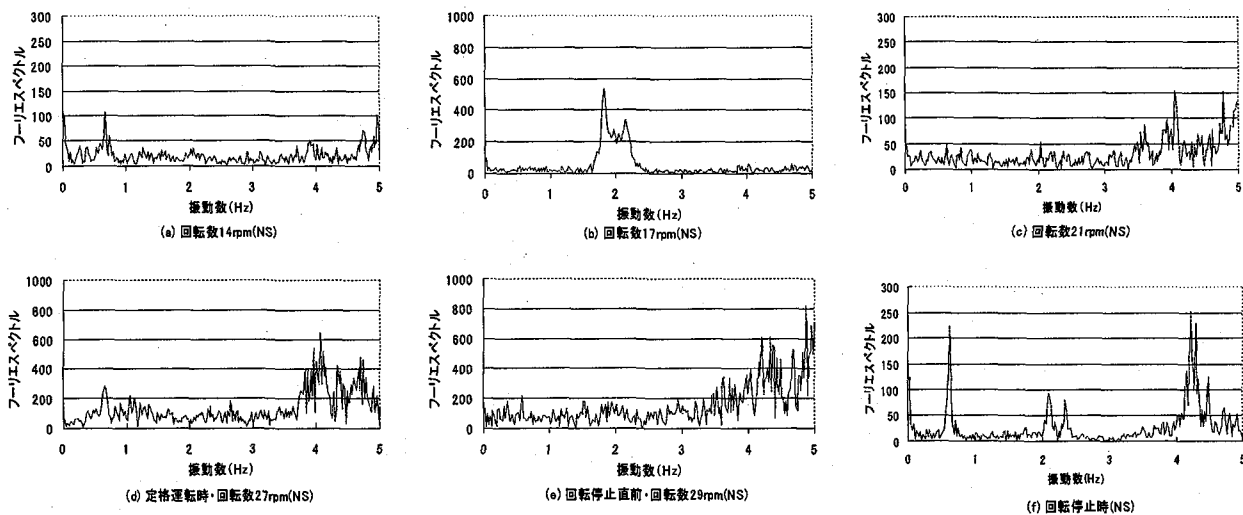


図-4 フーリエスペクトル

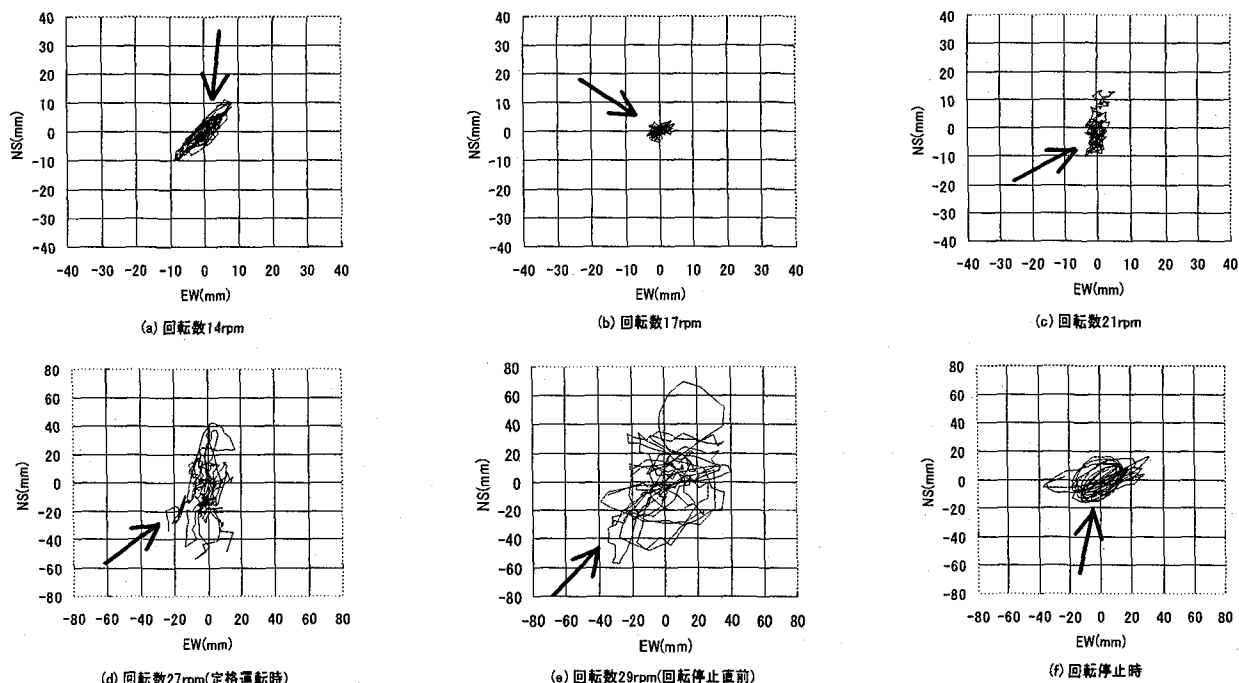


図-5 変位の方位分布図

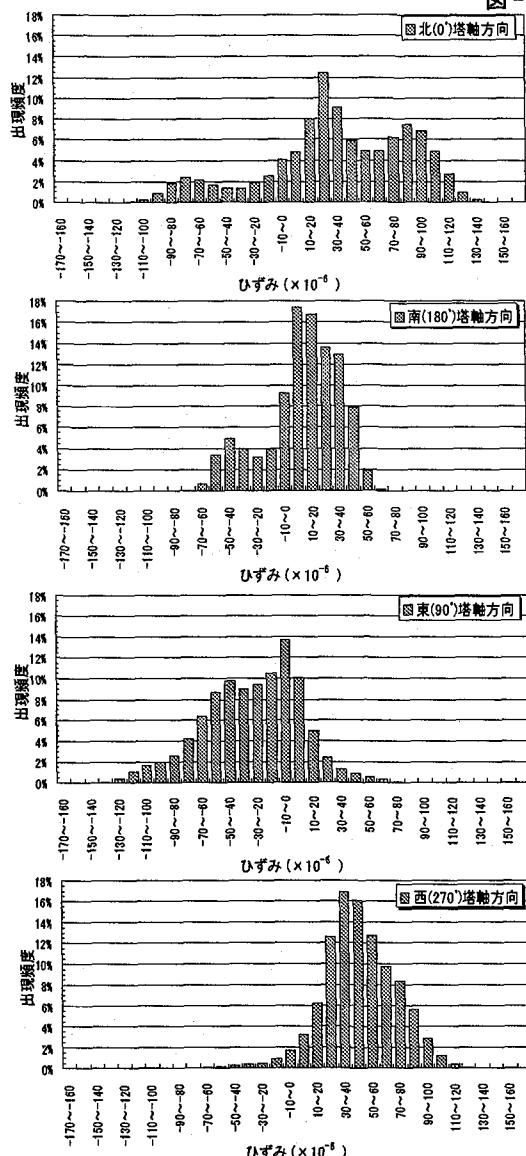


図-6 歪の頻度分布

の約 0.65Hz (表-2 の固有値解析結果参照) と 5 Hz 付近の高周波成分が卓越していた。(b) では 2Hz 付近のスペクトルが卓越しているが、これは別途ねじりの自由度を考慮して固有値解析を行ったところ 1.832Hz のねじりモードが確認されており、これに対応するモードであると考えられる。(c) ~ (e) では 3 次と 4 次の固有振動数付近である 4Hz 以上の高周波成分 (表-2 の固有値解析結果参照) が卓越していた。(f) の回転停止時には、1 次と 2 次の固有振動数付近 (約 0.65Hz) と 3 次と 4 次の固有振動数付近 (4Hz 以上の高周波成分) 及びねじれの影響であると思われる 2Hz 付近が卓越していた。また、回転数が増加すると卓越振動数は低周波から高周波に変化する傾向となっている。応答加速度の特性については、NS 方向と EW 方向は類似した傾向となっていたために、ここでは EW 方向の検討は省略した。

図-5 は変位の方位分布を示している。ここで、矢印は平均風向を表している。最大変位は回転数 14rpm で NS 方向の 11.1mm、17rpm では EW 方向の 4.4mm、21rpm では NS 方向の 13.3mm、27rpm では NS 方向の -53.5mm、回転停止直前時には NS 方向の 69.3mm、回転停止時には EW 方向の -37.2mm となっている。回転数の増加に伴い変位が増加する傾向となっているが、回転停止時の (f) のグラフではブレードの回転が停止しているにもかかわらず強風の影響で変位が大きい。

計測結果より変位はある一方に卓越している。しかし、この卓越方向と平均風向の関係は不規則であり、変位の卓越方向とブレード面の関係は特定出来ない。

図-6 はタワー基部の歪の頻度分布を示している。北方向は最大 140 μ 、南方向では -70 μ 、東方向では -140 μ 、西方向では 120 μ となっており、南方向の歪が他方向と比較して小さくなっている。これは歪ゲージ設置位置が点検用マンドア (人の出入用孔) の真下に位置し、マンドアの周囲はリブにより補強されているため歪が発生しにくいと考えられる。

4. 日本におけるタワー設計法

現在、日本国内においてタワーの高さが15mを超えるものは、建築基準法施行令138条の工作物の適用対象となる。したがって、本施行令に該当するタワー構造およびその基礎構造は建築基準法の関連諸法令を遵守する必要がある、建設に際しては、監督官庁による構造計算書等の事前確認が必要となる。

現状のタワーの設計は、下記の基準・指針類により行われており、基本的に許容応力度法による設計手法が用いられている。

- ・建築基準法・同施行令（2000年6月施行）
- ・鋼構造設計規準（日本建築学会）（1973年版）
- ・塔状鋼構造設計指針・同解説（日本建築学会）（1980年版）
- ・煙突構造設計施工指針（日本建築センター）（1982年版）

今回対象とした風力発電設備における風荷重及び地震荷重に対するタワーの設計曲げモーメント及び水平変位を図-7に示す。ここで、計測最大変位及び計測最大曲げモーメントは現地計測による最大値を示している。

なお、荷重方向としては解析モデルの質点の配置からブレード直角方向とし、各荷重は以下に示す条件により設定されている。

① 風荷重

地表面粗度区分 III

Gf(ガスト係数)=2.1

規準風速 $V_0 = 25(\text{m/sec})$ 定格運転時最大風速
 $= 48(\text{m/sec})$ 暴風時風速

② 地震荷重

震度法設計水平震度 $k_h = 0.3$

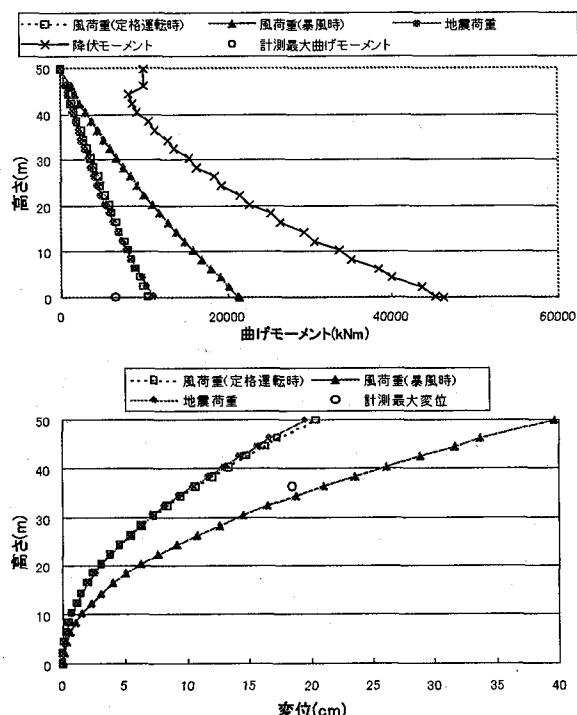


図-7 タワーの設計曲げモーメント及び水平変位

定格運転時の風荷重と地震荷重による曲げモーメント及び変位の応答値は同程度であり、暴風時の風荷重による応答値はおよそ2倍となっている。図-7からも解るように、現行のタワーの設計法では、地震荷重よりも風荷重の方が大きく、支配的である。また、計測最大変位は同じ高さにおける定格運転時の風荷重よりも大きく、暴風時よりも小さい。基部の計測最大曲げモーメントは建築基準における定格運転時の風荷重よりも小さい。建築基準は暴風時の安全性を照査することを目的としているため、定格運転時に対しても突風(ガスト係数)など不確実性を考慮して風荷重を割増している。この割増により建築基準は計測結果よりも安全側で設計しているといえる。

また、実際の設計においては、ブレードおよび発電機器の誤差等に起因する運転時の起振力との共振を避けるため、タワーの固有振動数の照査も重要な実施項目であり、今回対象とした風力発電設備では、最大回転数/60秒=30rpm/60sec=0.5Hzをタワーの一次固有振動数の下限値として設計している。なお、現行の設計法では、風荷重と地震荷重の重ね合わせに関する明瞭な規定はない。

5. 地震時に対する静的解析及び動的解析

ここでは、道路橋示方書の考え方に準拠したタイプI及びタイプII地震動に対する解析を静的および動的の両方に関し実施し、風力発電設備タワーの耐震設計について検討した。

5.1 解析モデル及び解析条件

解析モデルは図-8に示すような総節点数31の3次元線形梁モデルである。節点30にはブレードとナセル部の集中質量503.5kNを、節点2には基礎の集中質量10211.6kNと回転慣性重量124166.0kNmを与えた。基礎重量を除いたモデルの全重量は1131.1kNであり、その内の45%がタワー頂部の節点30に集中している。地盤種別はII種地盤で、地盤パネは水平、回転の一組の線形パネとして与えた。タワー部は鋼管で材質はSS400($\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$)である。部材の減衰定数は、タワー部は2%、地盤パネは20%とした。

5.2 固有値解析結果

このモデルを用いた固有値解析結果を表-2に示す。図-8に示すように、X方向はブレード直角方向、Y方向はタワーの高さ方向、Z方向はブレード方向である。

また、モデルの妥当性を検証するために前述したFFTアナライザーによる固有振動数の計測値と固有値解析結果の比較を行った。計測値はブレード方向とブレード直角方向は共に0.619Hz、解析値はブレード方向(Z方向)が2次固有振動数の0.637Hz、ブレード直角方向(X方向)が1次固有振動数の0.636Hzであり、計測値と解析値の誤差はブレード方向、ブレード直角方向共に2.5%であり、解析モデルは妥当と判断される。

表-2より次のことが分かる。タワーのブレード直角方向(X方向)は1次モードと5次モードが、ブレード方向(Z方向)は2次モードと6次モードが卓越している。ブレード直角方

向の1次モードとブレード方向の2次モードの有効質量比は共に7%と小さく、高次モードの影響、とりわけブレード直角方向では5次モード、ブレード方向では6次モードの影響が大きい。図-9-(a)、(b)はそれぞれX及びZ方向のモード図を示している。図より、有効質量比の最も卓越しているX方向の5次とZ方向の6次は共に、基礎コンクリートの応答となっていて、2番目に卓越するX方向の1次とZ方向の2次モードの方がタワー下端の曲げモーメントへの寄与は大きいと考えられる。

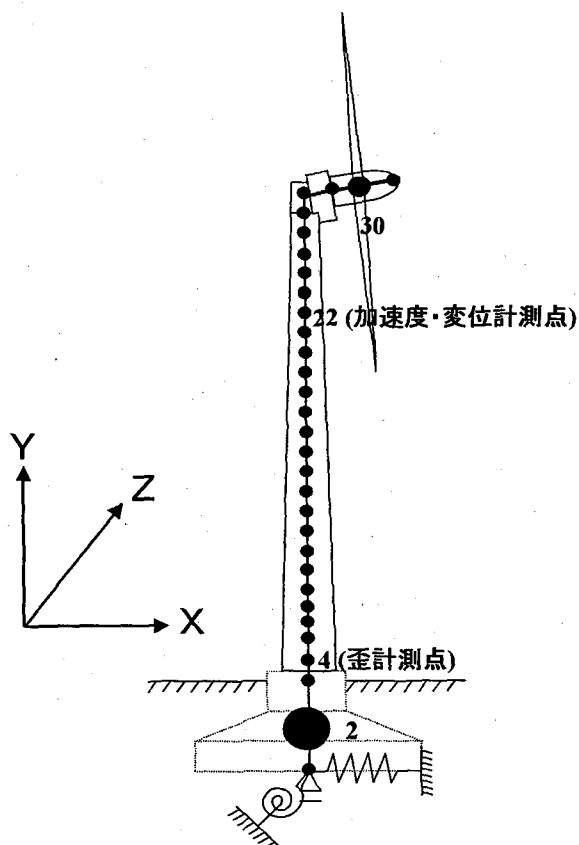


図-8 解析モデル

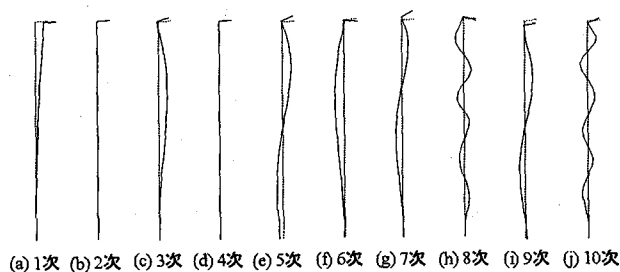


図-9-(a) 固有モード図 (X方向)

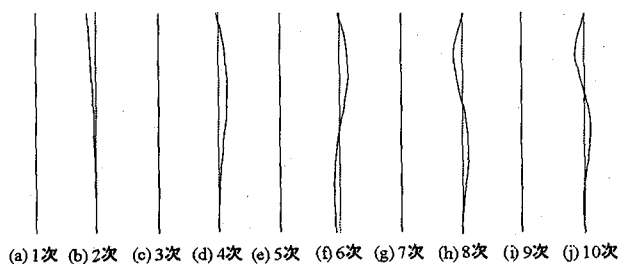


図-9-(b) 固有モード図 (Z方向)

5.3 静的解析

5.1の解析モデル及び解析条件に従い、地震時保有水平耐力法レベルの入力に対する解析を行った。入力方向はブレード直角方向とした。ブレードの全重量およびタワー重量の1/2を、道路橋示方書における等価重量(W)としてブレード回転軸の位置(節点30)に集中させ、保耐法に用いる設計水平震度を作用させた。

なお、本論文では風力発電タワーに対する検討である為、設計水平震度(khco)は基礎コンクリートの応答である5次固有周期ではなく、タワー下端の曲げモーメントへの寄与が大きい1次固有周期より、以下のように設定した。

$$\text{一次固有周期} : T = 1 / 0.636 = 1.57 (\text{sec})$$

地盤種別 : II種

- ① タイプI khco= 0.85
- ② タイプII khco= 1.22

5.4 動的解析

5.1の解析モデル及び解析条件に従い、動的解析を行った。減衰マトリックスは、固有値解析より算出したひずみエネルギー比例型減衰からモード減衰定数を算定、有効質量の卓越する2つの次数(1次と5次)のレイリー減衰に換算して時刻歴解析に用いた。また、数値解析手法としては、運動方程式を直接積分して構造物の応答を求めるNewmark-β法を用いた。また、 $\beta = 0.25$ 、積分間隔は0.01秒とした。

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整されたII種地盤用のタイプI、タイプIIの標準波(表-3)をそれぞれ3波使い、3波平均を応答値とした。なお、地震波の入力方向は5.3と同様にブレード直角方向とした。

5.5 静的及び動的解析結果の比較

図-10に静的解析及び動的解析による曲げモーメント及び水平変位図を示す。タイプI地震に対するタワー基部の曲げモーメントは、静的解析では29543kNm、動的解析では

表-2 固有値解析結果

次数	固有振動数及び固有周期		累積有効質量比(%)		
	Hz	sec	X	Y	Z
1	0.636	1.572	7	0	0
2	0.637	1.569	7	0	7
3	4.670	0.214	12	0	7
4	4.821	0.207	12	0	12
5	8.394	0.119	92	0	12
6	8.456	0.118	92	0	94
7	11.352	0.088	96	4	94
8	13.817	0.072	96	4	98
9	15.280	0.065	99	6	98
10	17.392	0.057	99	6	100

表-3 動的解析に用いる入力地震波 (II種地盤)

	地震名	マグニチュード (M)	記録場所	振幅調整後の最大加速度 (gal)
タイプI	1968年 日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上 LG	-362.617
	1968年 日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上 TR	384.925
	1994年 北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上 TR	-364.849
タイプII	1995年 兵庫県南部地震	7.2	JR西日本鷹取駅構内地盤上 N-S	686.831
			JR西日本鷹取駅構内地盤上 E-W	-672.639
			大阪ガス基合供給所構内地盤上 N27W	736.334

37955kNmとなり、両ケースとも降伏モーメント(46264kNm)には至っていない。タイプII地震に対しては、タワー基部のモーメントは静的解析で42402kNmとなり、降伏には至っていないが高さ10m~40mの区間では降伏している。また、動的解析では、ほぼ全断面において降伏している。

以上の結果より、タイプI地震に対しては静解及び動解のいずれも降伏モーメントには至らないが、タイプII地震に対しては降伏モーメントを超えることがわかる。また、降伏に至る場合、タワー基部よりはむしろ中間部分から降伏することがわかる。これは建築物と道路橋とで水平震度のかけ方が異なるためにこのような結果になったと思われる。最後に静解と動解の結果を比較すれば、高次モードの影響により曲げモーメント・水平変位ともに動解の結果の方が大きく出ており、動的解析の必要性を伺わせる結果となっている。

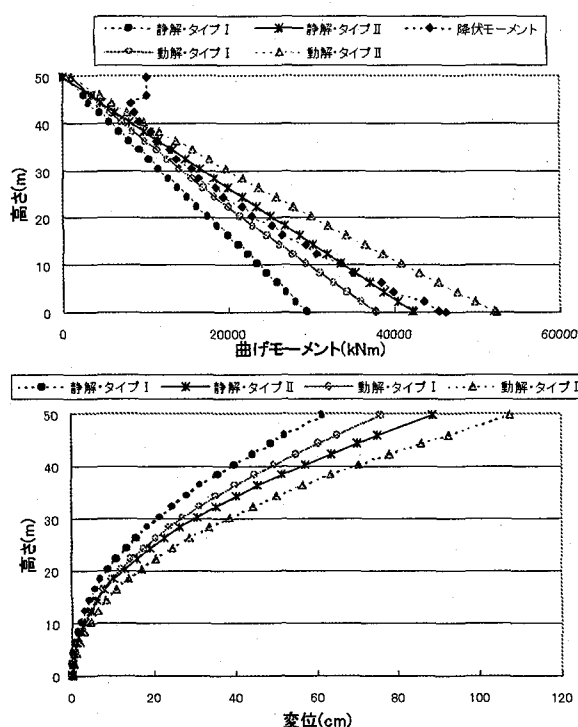


図-10 曲げモーメント及び水平変位

6. 稼動時振動と地震動の重ね合わせ

現行の設計法では、地震荷重と風荷重の重ね合わせに関する規定はないが、本構造では、地震時にはブレードは回転している可能性が高く、地震時においても風荷重及びブレードの回転に伴う稼動時荷重が同時に作用すると考えられる。この解析では、風荷重とブレードの回転に伴う稼動時振動を、振動外力をタワー頂部(節点30)に作用させることにより近似的に表現し、この振動外力と地震波を同時に作用させ動的解析を行った。振動外力波形の決定方法は6.1で説明する。なお、解析モデル及び解析条件は全て5.4と同じである。

6.1 計測結果による稼動時振動外力の推定

本論文では現地計測による応答加速度波形を用いて振動外力波形を決定し、その波形をタワー頂部に作用させた場

合の動的解析により、近似的に設備稼働時におけるタワーの断面力の推定を行った。

振動外力の決定手順は図-11に示す通りである。まず、計測期間中に得られた加速度波形で最大加速度が生じた時刻を含んだ波形(40秒)を取り出す(図-12)。この加速度波形は風荷重とブレードの回転によって生じる応答加速度である。従って、タワー固有の振動特性を含んでいると考えられる。そこで、固有値解析より得られた固有振動数の中で有効質量比の卓越する1次固有振動数0.636Hz付近の0.6~0.7Hzと3次固有振動数4.670Hz付近の4.0~5.0Hzの波形をカットした。なお、データサンプリング間隔を計測機器及び計測日数の都合により0.1秒とした為に、加速度は5Hzまでの成分しか計測出来ていないので、5Hz以上の固有振動数(5次以降)をカットする必要はない。次にタワー頂部の質量を掛けて振動外力波形を作成し、その波形をタワー頂部に作用させる。数値解析手法は、運動方程式を直接積分して構造物の応答を求めるNewmark-β法を用いた。また、 $\beta = 0.25$ 、積分間隔は0.01秒とした。その時における基部の最大曲げモーメントと現地計測によって得られた最大歪より算出した基部の最大曲げモーメント6412.1kNmを比較し、 $\pm 5\%$ の誤差内ならば、その時の応答値をブレード回転時のタワーの応答値とし、誤差内にならなければ先

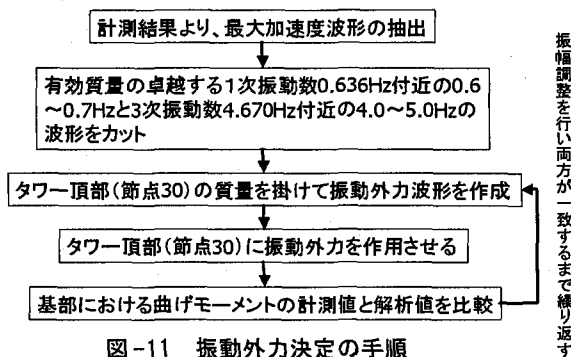


図-11 振動外力決定の手順

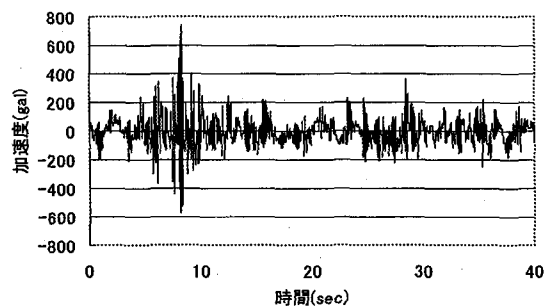


図-12 最大加速度波形

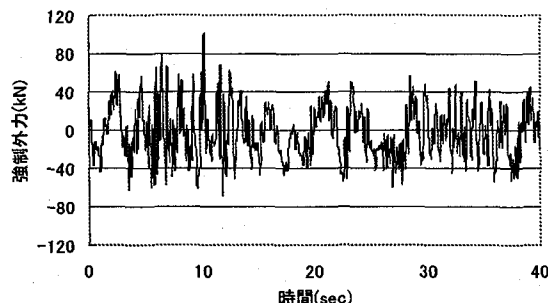


図-13 振動外力波形

ほどの振動強外力波形を振幅調整して再び解析を行い、この方法で得られた振動外力波形(図-13)を6.2で使用する。

6.2 地震波と振動外力を同時に考慮した解析

6.1で作成した振動外力波形をタワー頂部(節点30)に作用させながら、地震波を入力して動的解析を行った。入力地震波は表-3に示すタイプⅠ、タイプⅡの標準波の6ケース(上から順に、Case1~6)とする。

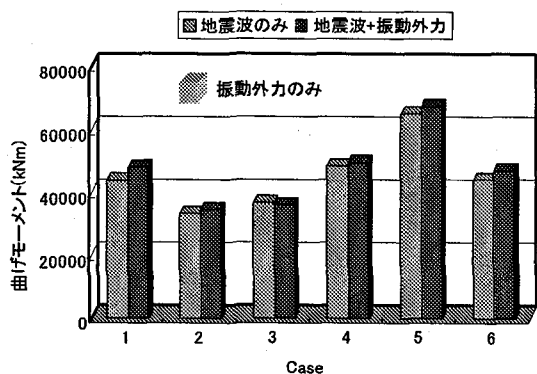


図-14 タワー基部の最大曲げモーメント比較図

6.3 動的解析と同時解析

図-14は地震波のみと地震波と振動外力を同時に作用させた時のタワー基部の最大曲げモーメントを比較したものである。どのケースにおいても、振動外力と動的解析の単純な足し合わせにはなっておらず、しかも曲げモーメントの増加率は小さい。従って、この方法によれば、地震時には稼動時振動の影響は小さく、実務設計上無視出来る範囲内であると考えられる。

7. まとめ

本研究では振動計測結果を基にタワーの常時振動特性の考察を行った。次に設計曲げモーメント及び水平変位を現地計測の結果と比較した。さらに、道路橋示方書に準拠したレベル2地震動に対する静的及び動的な解析を行った。最後に、計測結果より稼動時振動を推定し、その振動外力と地震波を同時に作用させて解析を行い、風力発電設備のタワーの耐震設計法について検討した。その結果次のような知見が得られた。

1) ブレードの回転数が増加するとタワーの卓越振動数は低周波から高周波に変化する傾向となる。また、回転数17rpm

(風速5.8m/s)では2Hz付近の振動数が卓越し、ねじれ振動が発生する。

2) 現行のタワーの設計法では、地震荷重よりも風荷重の方が大きく、支配的である。また、計測最大変位は同じ高さにおける定格運転時の風荷重よりも大きく、暴風時よりも小さい。基部の計測最大曲げモーメントは建築基準における定格運転時の風荷重よりも小さく、安全側で設計していると言える。これは、建築基準が突風(ガスト係数)など不確実性を考慮して風荷重を割増しているためと思われる。

3) 静解及び動解の結果、タイプⅠ地震に対してはともに降伏モーメントには至らないが、タイプⅡ地震に対しては降伏モーメントを超える。レベル2地震による解析結果より降伏モーメントを超える応答が得られたことにより、重要性の高い施設に関してはレベル2地震に対する検討が今後必要となる。

4) 静解による検討で降伏に至る場合、タワー基部よりはむしろタワーの中間部分から降伏する。道路橋示方書では、原則的に構造物の付け根部で降伏するように断面を決定しているが、本タワーではそうになっていない。どのような構造が真に耐震的であるかの検討も含めて設計水平震度のかけ方に関する考察が今後必要であろう。

5) 振動外力と地震波を同時に作用させた解析によれば、地震時には稼動時振動の影響は小さく、基部の曲げモーメントの増加率は小さい。この程度の増加率であれば、実務設計上無視出来る範囲内であると考えられる。ただし、今回対象とした風力発電タワーの高さは46mであり、最近では風車の大型化に伴い、70mを超えるタワーが主流になりつつある。70m級のタワーについても同様の結果になるかどうかについては今後検討の必要があると思われる。

参考文献

- 1) 新エネルギー・産業技術総合開発機構(NEDO): 風力発電システムの設計マニュアル
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説: IV. 下部構造編, 1996年12月
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説: V. 耐震設計編, 1996年12月
- 4) 寺村彰, 稲葉学, 川口彰久, 木村三郎, 高篠幸裕: 風力発電用制振装置の開発, 大林組技術研究所報, No. 60, 2000年

(2001年9月14日受付)