

# トラスタワーとジャケット基礎からなる洋上風車支持構造の 固有周期と靱性について

関田欣治\*1・大久保 寛\*2

## Natural Periods and Ductility of the Substructure consist of Truss Tower and Jacket Foundation for Offshore Wind Turbines

Kinji SEKITA and Hiroshi OHKUBO

### Abstract

To construct offshore wind turbines (OWT) in such a country like Japan where typhoons attack every summer and earthquakes occur frequently, due considerations to them are indispensable. The support structure to mount a wind generator has enough flexural stiffness and strength, and has the shape such that isn't liable to receive effects of the wind. Further, it is necessary that the first natural period of the OWT structural system avoids various periods such as a rotational period of a rotor, a 1/3 period that a blade intersects with the tower, wave periods, so as to reduce excessive vibrations and the fatigue damage. Most popular substructure is a combination of a monopile foundation and a cylinder tower with the large diameter and thick plate. A jacket foundation with a conventional tower was for the first time adopted for a 5MW-OWT which erected near Beatrice oilfield (depth of the water 45m) off 25km Scotland in 2006. As a candidate substructure to answer the above-mentioned request, the support structure that truss tower made by steel pipes and a jacket foundation may be appropriate. Therefore, we made a comparison of the influence of both truss and conventional towers onto wind loads and powers generated with excellent results. The paper presents structural and earthquake proofing performances about this new support structure obtained by the structure analysis considering pile and soil interaction, Eigen value analysis and push over analysis.

**Keywords:** Offshore wind turbines, Substructure, Ductility, Natural periods, Rigid frame structures

### 1. はじめに

現在もっとも洋上風車の普及が進んでいる北西ヨーロッパでは、5MW級の大型機が実用化を目前にしている。わが国の洋上に関しては、山形県酒田や北海道瀬棚町の港湾域での立地はあるものの、本格的な洋上風力発電施設の建設は未だ実現していない。このような中、資源エネルギー庁は陸上立地が頭打ちになりつつあることを踏まえ、2006年度から着底式風力発電をわが国の洋上に導入すべく調査研究を開始した。今年度は、事業性に係る先行調査研究を

押し進める過程で、わが国特有の技術的社会的課題を解決し洋上立地を図ろうとするものである。

さて、洋上風車には我が国のように急深の海域が多いことから浮体基盤に風車を設置することも選択肢と考えられるが、経済的で信頼できる構造形式がまだ明らかでない。また、比較的大水深海域に適地を有する米国や南欧の国々でも、浮体式洋上風車研究がなされているもののまだ実現をみていない。筆者らは、併せて浮体式風車の研究を進めながらも、まずは実績のある着底式風力発電施設の実現を図り、その過程で、頻繁に来襲する台風や多発する地震に対応できる日本型風車の開発と我が国の自然環境に適合す

2008年1月17日受理

\*1 東海大学海洋学部海洋建設工学科 (Department of Marine Civil Engineering, School of Marine Science and Technology, Tokai University)

\*2 新日鉄エンジニアリング(株) 海洋・エネルギー事業部 鋼構造設計技術部 (Steel Structure Design & Engineering Dept. Energy Facilities, Civil Engineering & Marine Construction Division, Nippon Steel Engineering Co., LTD.)

る計画・設計・建設・維持補修などの様々な技術確立を行なうべきと考えている。

ここで、支持構造とはタワーと海中基礎から成る風車を搭載するための構造体である。これには、十分な剛性と強度を有し風の影響を受けにくい形状であることが望まれ、さらに風車・支持構造全体系の一次曲げ固有周期が変動風卓越成分や波浪の周期、ローター回転やブレードとタワーとの交差周期等との同調を避け、振動軽減や疲労損傷の低減が期待できることが不可欠である。

北西ヨーロッパで圧倒的に実績が多い支持構造は、海中のモノパイル基礎上に円筒タワーを設置したものである。モノパイルはもっぱら打設施工されるので、杭打ち機の施工限界から最大4～5mの径となる一方、タワーはモノパイル天端で5MW級風車においては7mもの太径となり、接合部の構造がアンバランス化の傾向にある。加えて、タワーを構成する鋼板シェルの板厚が溶接性や疲労強度の点から50mm程度に抑制することが望ましく、直径板厚比は140にもなり座屈強度が低下する。その結果、大地震や船舶の衝突に対しては、構造強度や靱性が不足するおそれがある。さらに、アップウインドやダウンウインド風車に拘らず、そのようなブラッフなタワーの存在がブレードとタワー間の空力的相互作用の影響でローターや構造に有害な振動を励起させ疲労損傷の一因となる。これを避けるため、陸上部ではラティスと呼ばれる透過性の高い骨組が用いられることもある。洋上では、部材の数が多いラティスは耐食性の点で不利であることや施工性の観点から円筒タワーが設置されてきた。ただし基礎に関しては、

1990年にスウェーデン Nogersund (水深 6 m) でトライポッドと呼ばれる三脚ジャケットが、2006年に英国沖 25 km Beatrice (水深 45m) にジャケットと呼ばれる骨組構造が用いられた。我々も、寡少部材でなるトラスタワーとジャケットを組合せた支持構造の実用化を図るべく研究を進めてきた。

## 2. 研究の背景と目的

### (1) 洋上風車の特徴的設計上の課題

一般に構造物を設計する上で、自然環境荷重などの様々な外乱と固有周期との共振を回避は不可欠なことである。とりわけ、それは洋上風力発電施設の設計では特徴的な課題であるといえる。主要な外乱は、本来の風車としての機械的振動およびはねやタワーが受ける変動風であり、洋上の場合には基礎に作用する波浪や流れであり、さらにはわが国の場合は地震やそれに伴う津波である。

前述の通り、風車支持構造物の1次曲げ固有周期が重要な理由は、風車ローターの回転に伴う機械振動だけでなくタワーシャドウ（すなわちブレードがタワーと交差する際に後流域の影響を受けて生じる荷重変動）が、部材に発生する振動や疲労の大きさに影響するからである。そのため、これらの外乱との同調を避ける固有周期になるように設計する必要がある。Fig. 1に、基礎まで含めた施設の一次固有周期  $T_n$  と各種外乱の周期あるいはその分布範囲とを対比した。図中の  $T_r$  はローター回転周期であり、ここではGE社の3.6MW機級の短い方のローター回転周期

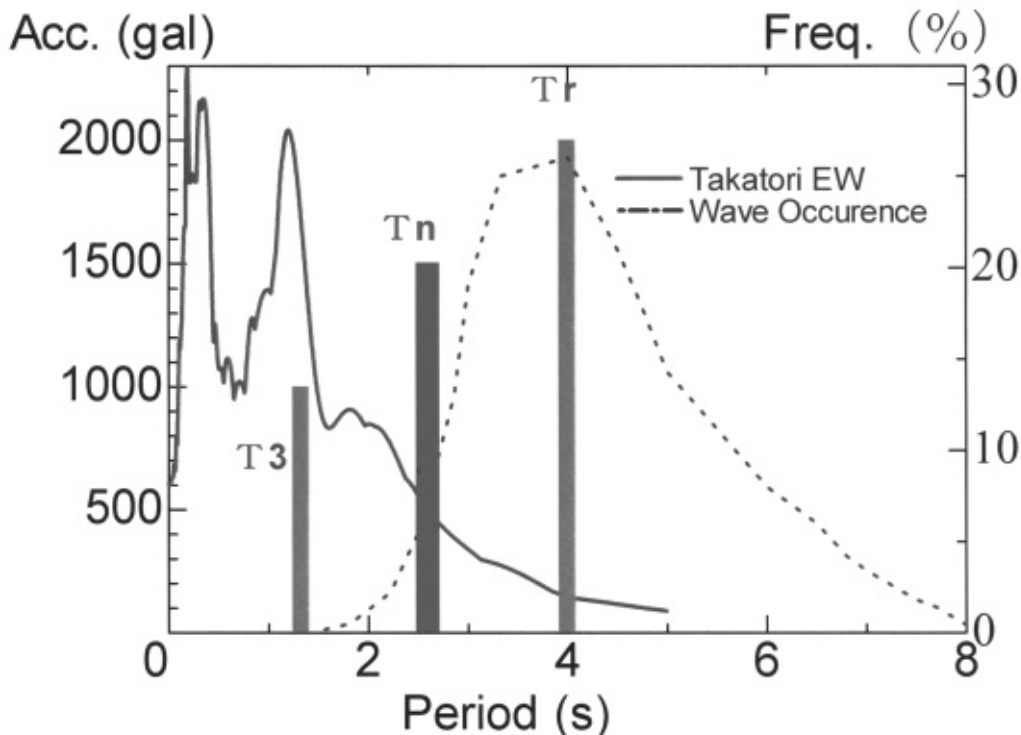


Fig. 1 Periods of various environmental loads vs. OWT' natural period

(ローター回転数 8.5-15RPM) 4.0s を示した。ただし、ローターやナセル重量の重い大型機では、例えば英国 Beatrice で用いられている REpower 社の 5MW 機 (ローター回転数 7-12RPM) では回転周期  $T_r$  は 5.0~8.6s と長い。大型機ほど回転速度を低速回転に設定し、増速機・発電機等の回転機器の負担を軽減する。我々 (Yamashita *et al*, 2004) は 1~9MW 級風車まで大型化する風車に関し、機械振動やタワーシャドウの影響を除く年間に来襲する波浪と変動風に対し、一連の系統的な時間領域の動的解析と疲労検討を実施した結果、大型機ほど 1 次固有周期が長くなり、7MW 級風車になると疲労が深刻化することが判明した。このことは、メキシコ湾 (水深 450m) に設置された海底石油プラットフォームの固有周期が約 4.5s となり、疲労設計の点からこの深さが設置限界になっていることと呼応する。

一方、Fig. 1 中の T3 は 3 枚ばねの各ブレードとタワーと交差する周期に相当し、 $T_r$  の 1/3 である。破線で示したものは、日常的に発生する波浪の年間出現確率の例である。一般に、波高は低いが 3.0~5.0s の周期を有する波浪の発生頻度が多い。実線は、比較的長周期成分が卓越する阪神淡路地震における鷹取記録 (EW 成分) の加速度スペクトルである。また、 $T_n$  は後述の 5MW 機搭載のジャケットとトラスタワー支持構造の固有周期である。これは各種外乱の谷間にあり、共振をうまく回避している。過去に我々は 2MW 級風車を搭載するモノパイルと円筒タワー支持構造に関しても、変動風や波浪荷重に対する疲労検討 (成瀬他, 2006) を実施したが、その固有周期は中型機にかかわらず 3.5s と長い。

## (2) 研究の目的

上で述べた洋上風力発電施設における課題を解決するために、従来の円筒タワーとモノパイルを組合せた支持構造では固有周期の観点から限界があるという前提に立ち、トラス・ジャケット支持構造を提案し、以下を目的とし研究を実施した。

### a) トラスタワー・ジャケット支持構造の成立性

杭基礎からなる着底式構造物の固有周期は、海底の土質条件や杭基礎構造および支持構造の剛性に依存する。ここでは、固有周期を短くして共振回避を図ろうとすると、剛性の大きい支持構造が求められる。この点、従来の知見からトラスタワーは、直径 1m 以下の鋼管柱部材を 3 ないし 4 本用いれば円筒タワーと同じ剛性を得ることが可能であり、その結果風に対して透過性が高い構造も実現できると思われる。すでに、タワー部分についてトラスと円筒の比較のため風洞模型実験を行ったところ、トラスタワーは風荷重や発電量に及ぼす効果の点で円筒に比較し遜色ないことを明らかにした (関田他, 2006)。

したがって、本論文では基礎まで含めたトラス・ジャケット支持構造に関し、杭・地盤間の非線形相互作用を考慮

した静的弾性構造解析により部材と構造諸元を決定しこのような支持構造が成立できるか検証した。

### b) 提案する支持構造による固有周期の最適化

洋上風車は各種外乱の周期と固有周期との共振を避けるには、非常に狭いウインドウに一次固有周期を設定しなければならない (Fig. 1 参照のこと)。そのため、提案する支持構造に関し基礎まで含めた施設の一次固有周期を固有値解析等により、様々な外乱の周期範囲から回避し、最適な固有周期の設定ができるかどうか調べた。

### c) 提案する支持構造の変形性能の検証

地震の影響の少ない海域に建設される洋上風車でも、その支持構造が例えば船舶の衝突エネルギーをいかに吸収できるか重要である。一方、わが国のような大きな地震の発生可能性があることからその耐震性能は重要であり、提案するトラス・ジャケット支持構造に関しても確認する必要がある。そこで、杭と地盤との相互作用や部材非線形挙動を考慮し、支持構造が崩壊に至るまでの変形過程を解析、いわゆるプッシュオーバー解析を行うこととした。

## 3. トラス・ジャケット支持構造の検討

### (1) 検討条件等

#### a) 検討荷重条件

想定した洋上風車は、ローター半径が 63m である 5MW でありローターとナセル重量 2,942kN に相当し、設計上クリティカルになる定格時風速 14.5m/s を検討の条件とした (風荷重等は Table 1 参照のこと)。この結果、波高 7.7m、周期 7.4s の波浪条件で、微小振幅波から得られた水粒子の運動とモリソン式で荷重算定したところ、ジャケット基礎には最大で水平力 705kN が作用することになった。

**Table 1** Forces acting on 5MW wind generator in rated speed

Vertical Load	Horizontal Load	Bending Moment	Remarks
Fz (kN)	Fx (kN)	Mx (kNm)	At +86.7m
-2,942	1,375	2,490	

#### b) 構造諸元

ジャケットの杭本数と杭間隔は、構造全体に作用する転倒モーメントによりもたらされる杭の引抜き抵抗により主に決まる。事前に、従来レベルの引抜き力を前提に広幅の骨組及び、大きな引抜き力を期待できるフィン付杭を用いた小幅骨組の二つのモデルに対する試設計を実施した。その結果、フィン付小幅骨組ジャケットは、フィンのない杭で構成される従来方式より鋼材重量は 10% 増加するが、剛性も 11% 大きくできる。また斜材の剛性への寄与も知



りたいところであったので、トラスの斜材の有無の2種類の骨組（広幅と小幅骨組）に対し構造解析を行っている。その結果、斜材がない場合に比べ斜材がある骨組ではそれぞれの骨組で鋼材重量が7, 11% 増すものの、一次固有周期を決定する剛性はそれぞれ45, 70%と大きくなることが判明した。したがって、ここではトラスの斜材と小幅ジャケット、フィン付杭を組合せた支持構造を検討するとした。

支持構造の立面図を Fig.2 の (a) に、構造解析モデル図を (b) に示す。ハブ高さを約90mと設定し支持構造天端高さを86.8mとし、海上+8.0mにトラス最下段の水平構面を設け、その位置でジャケット頭部とトラスが溶接結合される。Table 2に表すように、レグの直径は1.5~2.3m, 水平材は900~1,500mm, 主構面の斜材には500mmの鋼管を用いた。水平及び斜材の細長比は70~100の範囲とした。鋼材はSM490YAとする。部材が交差する格点はジャケットと同様に補強し、そのキャン部材には

板厚50mmの鋼管を使用する。部材はAPI (API, 1993) に則り、曲げモーメントと軸力に対する合成応力が許容応力以下になるように設定した。また鋼管同士が交差する格点構造に関しては、同じくAPIに従い、パンチングシェアー（水平材や斜材のレグ材への押込み押しぬぎ）に対する安全性をチェックした。

c) 地盤・杭モデル

成瀬ら(2006)の動的解析を参考に、海底は比較的良好な単一砂質地盤(N値25)とし、通常の非線形杭としてモノパイル基礎およびジャケット基礎の杭を設計した。なお、このジャケットに適用する杭は、従来の鋼管杭では引抜抵抗が不足するので、自由落下杭として実績のある4枚のフィン(関田他, 2006)を鋼管に部分的に取り付け引抜き抵抗を増したものである。しかしながら、杭施工はジャケットのレグ内に鋼管杭を挿入・打設するのが通常であるが、フィンを挿入する際の障害となるため施工に注意を要することにはなる。そのため、あらかじめ海底に仮置きし

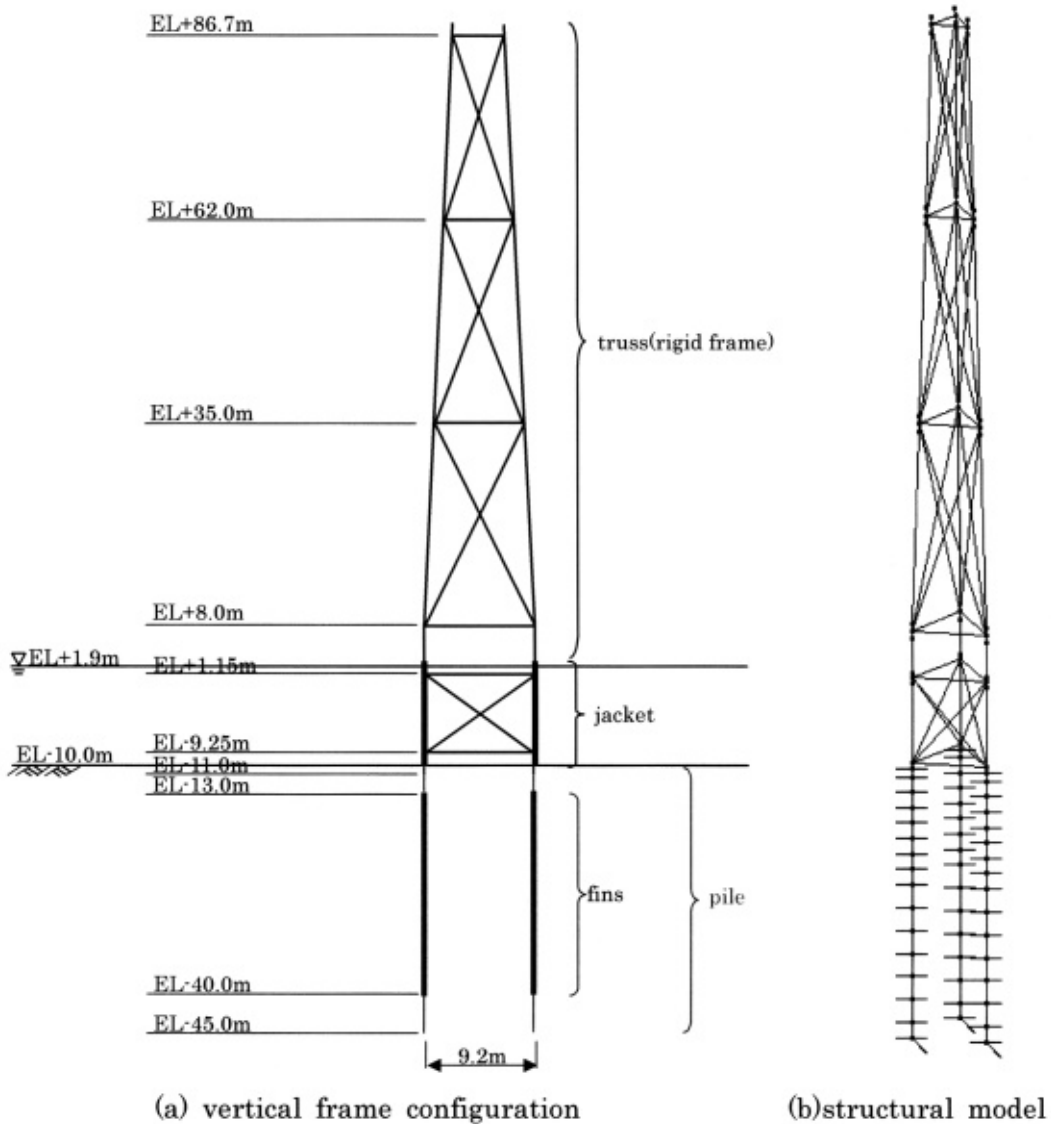


Fig. 2 Truss/jacket/pile unified substructure

**Table 2** Structural properties of rigid frame members

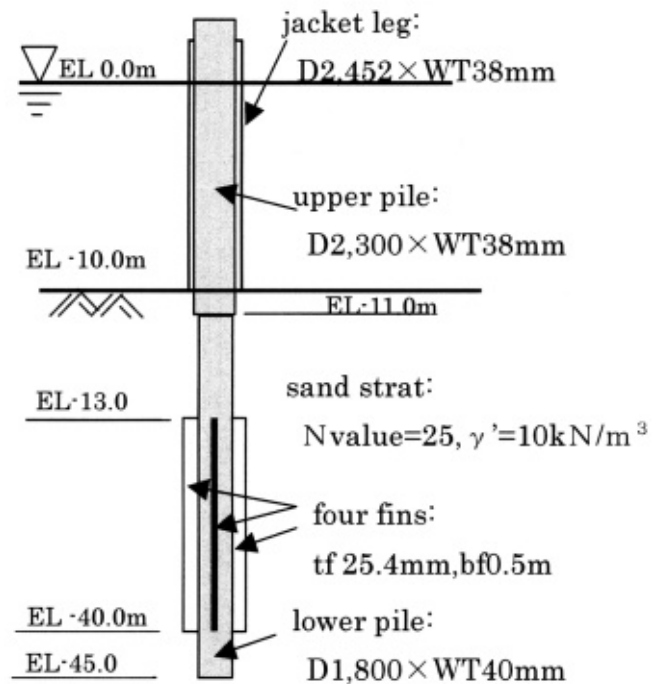
		Elevation(m)	diameter (mm)	thickness (mm)	Steel grade	$\sigma_y^{**}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
truss	can	EL+87.7~+85.7	1500	50	SM490Y	335	
	leg	EL+85.7~+63.0	1500	25	SM490Y	355	
	can	EL+63.0~+61.0	1700	50	SM490Y	335	
	leg	EL+61.0~+36.0	1900	32	SM490Y	355	
	can	EL+36.0~+34.0	2100	50	SM490Y	335	
	leg	EL+34.0~+9.0	2300	38	SM490Y	355	
	can	EL+9.0~+7.0	2300	50	SM490Y	335	
	leg	EL+7.0~-11.0	2300	38	SM490Y	355	
	horizontal brace		EL+86.7	900	15	SM490	315
			EL+62.0	950	15	SM490	315
			EL+35.0	1140	19	SM490	315
			EL+8.0	1380	23	SM490	315
	diagonal brace	(all braces)	450	9	SM490	315	
jacket	leg	EL+2.5~-10.0	2452	38	SM490Y	355	
	horizontal brace	EL+1.15	1380	23	SM490	315	
		EL-9.25	1380	23	SM490	315	
	diagonal brace	(all braces)	400	9	SM490	315	
piles	without fins	EL-11.0~-13.0	1800	40	SM490Y	355	
	with fins*	EL-13.0~-40.0	2800	14	SM490Y	355	
	without fins	EL-40.0~-45.0	1800	40	SM490Y </td <td>355</td>	355	

\* equivalent member property, \*\* yield strength

たテンプレートを用い、フィン付き杭を精度よく事前打設しその上にジャケットを挿入設置し、ジャケットレグと杭の一体化は従来の場合と同様グラウト結合することを想定した。Fig. 3 に図示するように、海底下の-45m までの地盤へフィン付き杭を打設する。フィン長は 27m である。杭径はオフショアハンマーで打設できる 1.8m とし、しかもこれは十分な杭の引抜および押込み抵抗および強度が満足できるように貫入深さ 35m や管厚 38mm 等を設定したものである。構造解析にあたり、フィンの有る範囲は梁・柱要素として取り扱うため、等しい断面積と剛性を有する等価な鋼管杭とし扱った。その等価杭径  $D_e$  は杭直径 ( $D=1.8m$ ) にフィン高さ 2 枚分 ( $2bf=1.0m$ ) を加え 2.8m とした。等価肉厚はフィン付杭の剛性に等しくなるよう 0.014cm と決定した。

**d) 杭の横抵抗 (p-y 曲線)**

杭の杭横方向に変形する際に受ける抵抗は、その変形 (y) に依存する土圧 (p) を受けるとし、地盤ばね特性 (p-y 曲線) は API (1993) でも若干複雑な非線形の曲線が提案されているが、単純でわが国では実績のあることからバイリニア-の関係にある港湾の施設の技術上の基準・同解



**Fig. 3** Dimensions of pile with four fins

説(1990)に則り決定した。土質の力学的条件として砂の内部摩擦角  $\phi$  は  $37.32^\circ$ 、杭との壁面摩擦角  $\delta$  は  $-15.0^\circ$ 、受働土圧の増加係数  $\alpha_p$  は 3.0、地盤ばねの補正係数  $\alpha_k$  は 1.5、受働土圧係数  $K_p$  を 7.51 とした。これらからバイリニアール関係にある  $p$ - $y$  曲線の勾配  $K_{HE}$  と最大土圧強度  $p_{max}$  をはじめに決め、最大変位  $y_{max}$  は  $p_{max}/K_{HE}$  で求めた。その結果、常時の横方向の地盤反力係数  $K_H (= 1,500N)$  が  $37,500kN/m^3$  となり、横方向の地盤ばね定数  $K_{HE} (= \alpha_k \times K_H)$  は  $56,250kN/m^3$  となる。さらに各層ごとに地盤反力 ( $p_{max} \cdot As$ ) を算定し、地盤反力をばね係数で除して得られた最大限界変位を設定した。そのため、周囲長  $As$  及び最大横抵抗土圧強度  $p_{max}$  は式(1a)、(1b)で算定した。ただし、 $\Sigma \gamma' h$  はある層での載荷圧、 $D$  と  $bf$  はそれぞれ杭直径、フィン高さである。

$$p_{max} = \alpha_p K_p (\Sigma \gamma' h) \quad (1a)$$

$$As = h(D + bf) \quad (1b)$$

#### e) 杭の軸抵抗 (f-z 曲線)

軸抵抗土圧と軸方向変位の関係 (f-z 曲線) も  $p$ - $y$  曲線と対応するバイリニアール関係とした。同じく港湾基準にある軸方向極限支持力の推定式(2)より、周面摩擦強度  $f_{max}$  を算定した。なお、鉛直方向の最大変位  $z_{max}$  は 0.01 m とした。

$$f_{max} = 2 N = 50 kN/m^2 \quad (2)$$

#### f) 先端支持抵抗 Q-z 曲線

杭が押込みを受ける際の杭先端に生じる極限支持力  $Q_{max}$  は、フィン断面 (高さ  $bft0.5m$ 、幅  $tf25.4mm$ ) も考慮し先端面積  $A_p$  が  $2.6m^2$  とおき、推定式(3)より算定した。最大変位  $z_{max}$  は、API より杭径の1割とし 0.18m とした。

$$Q_{max} = 300 N A_p = 19,500kN \quad (3)$$

#### g) 軸方向極限支持力

軸方向極限支持力  $R_u$  は、杭の周面摩擦力と先端支持力から決定される。その結果、杭の周面摩擦力に相当する引抜き抵抗は  $15,375kN$  であり、周面摩擦力と先端支持力  $19,500kN$  も加えた押込み抵抗は  $34,875kN$  となる。

### (2) 構造モデル

#### a) 構造要素

ヨーロッパでは洋上風車の構造解析にいくつかの解析ツールが開発されているが、軸力を受ける部材変形特性や地盤と構造の相互作用などの非線形解析は単純化されている。また、後のプッシュオーバー解析を考慮し、石油生産プラットフォームの非線形動的解析で実績もあり、荷重履歴などの部材非線形や地盤と構造の繰返し相互作用が取り扱える CAP (1993) を用いた。これにより、部材が損傷する過程で、構造部材に発生する内力の再配分が適切に評価できる。Fig. 2 (b) にトラス・ジャケッット・杭一体構造解析モデルを示したが、そのうち斜材は、非線形解析では荷重・軸変位の履歴特性を扱える Marshall Strut 要素

(Marshall, 1978) で代表させ、それ以外の部材 (レグ及び水平材) は軸力による非線形の幾何学的剛性を考慮できる梁・柱要素でモデル化した。また、トラスの座屈解析のための有効長さ係数は 0.9 とした。はじめに実施した弾性解析の検討により、トラス部の斜材は直径 450mm 肉厚 9mm に、また EL+62.0m の水平構面の水平材についても直径 950mm 肉厚 9mm に変更した。なお、レグ内の杭直径は、レグ径との関係から 2.3m とし、海底下 EL-11m まで貫通する。

#### b) 静的弾性解析のための荷重

トラス断面が正三角形状であるので、本来は強軸・弱軸方向に対し構造解析をしなければならないが、ここでは三角形の一つの頂点の方向を  $y$  軸、相対する辺を  $x$  軸とし、風も波も  $y$  軸から作用するとした。解析には、次の 4 荷重を対象とした。①前述した風車自重及び風車に作用する風荷重は集中荷重とし、トラス天端最上段の剛梁を組み合わせでモデル化した三角トラス中心点に加えた。②トラスに作用する風荷重は、レグ 3 本分の分布荷重から各格点に作用する集中荷重を算出し、それぞれ  $-y$  方向に与えた。③ジャケッットに作用する波浪荷重 705kN (波高  $H=7.7m$ 、周期  $T=7.4s$ ) を海面から 1.15m の位置にある上段側水平構面内の 3 つの格点に 235kN ずつに配分し  $-y$  方向集中荷重として与えた。④トラスとジャケッットの自重及び浮力も作用させた。この結果、全体構造に作用する水平荷重  $F_y$  及び鉛直荷重  $F_z$  の合計は、それぞれ  $-2,133kN$ 、 $-9,412kN$  である。

### (3) 解析の結果

#### a) 静的弾性

構造体は弾性で杭・地盤の非線形性を考慮した一体解析の結果、発生曲げ応力と軸応力を重ね合わせた合成応力および格点部のパンチングシアを照査したが、応力的には問題がない。天端での水平変位は 0.59m であり、また海底面での杭の水平変位は 0.01m である。杭の変形に伴う結果生じるジャケッットの傾き  $0.15^\circ$  相当でそれによる幾何学的な天端変位は 0.25m と推定される。解析に先立ち、地盤と杭との相互作用の影響を調べるため、ジャケッット底部の杭頭を固定とし解析を行った。この骨組部分だけの解析から得られた天端の水平変位 0.34m であり、これに対し地盤・杭の相互作用を考慮した場合の水平変位は 1.7 倍大きい。設定した比較的良好な地盤においても、地盤・杭の相互作用影響は大きく、固有周期解析にはその考慮は不可欠といえる。

#### b) 固有値解析

はり要素の質量には海水の付加質量 (付加質量係数 1.0) を加え、レグ内は注水状態とした。風車に関しては、集中質量として 300t を最上段の中心点に与えた。Fig. 4 に固有値解析によって得られた  $x$  軸、 $y$  軸、 $z$  軸に対する 1 次および 2 次固有モード図を示す。対応する 1 次固有周期は

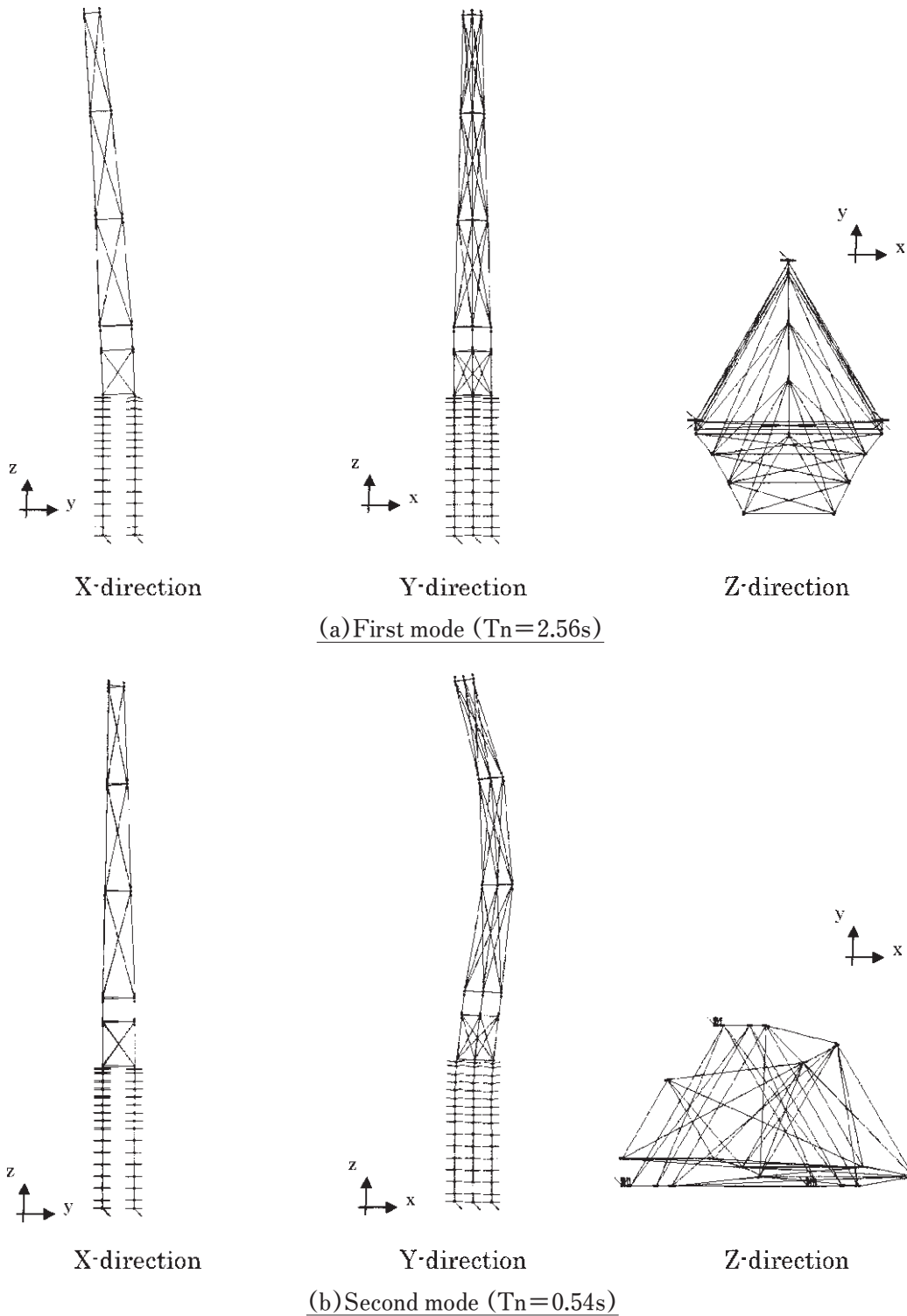


Fig. 4 Mode shape of structure

2.56sであり、また2次固有周期0.538sである。このうちの1次固有周期は、前掲の Fig. 1 中の  $T_n$  に相当し種々の外乱周期からはずれ、最適な固有周期が設定されたことになる。これに対し、従来の円筒タワーとモノパイルを用いた支持構造では、部材直径とその板厚を設定するか内部をコンクリートで充填するか程度の設計自由度であるため、固有周期の変更が制約される。その点、ジャケット・

トラス構造では、ジャケット幅や杭本数等の骨組構造や、部材サイズ（径や板厚）、部材数、斜材の有無等を調整することにより、最適な固有周期を設定できる可能性が高いといえる。

c) 耐震性評価のためのプッシュオーバー解析

プッシュオーバー解析は、地盤まで含めた構造体の部材等の破壊を判定しながら構造の安定性を失う崩壊までのス



トップを解析する一つの手段である。このプッシュオーバー解析では、杭や地盤の非線形領域まで含めた全体支持構造に関する水平抵抗保持力と変位との関係で構造の靱性を評価できる。そのため、天端中心点に、小さな荷重から段階的に大きな荷重を与え、ここでは水平力  $F_y$  のみを与える。荷重の各ステップで、部材の降伏や座屈、杭の引抜などのイベントを評価し、併せて天端変位を求め、構造全体の最終強度と変形性能の解析を行う。この際、風及び波浪荷重、地震による慣性力の代わりには段階的荷重を与え、浮力は梁・柱効果のため考慮するものである。

プッシュオーバー解析の結果のうち、崩壊までの課程を示す荷重-変位曲線を Fig. 5 に、降伏等のイベント発生順位とその内容を Table 3 に示す。カッコ内の数字は、震度(作用荷重とナセル・ローター自重 2,942kN との比)である。また、Fig. 6 には各イベント①～⑩に対応する構造要素の損傷状況の推移を示す。たとえば①～③の段階では、トラス上段、ついで中段のベントの斜材が座屈し、引抜抵抗する側に水平荷重を作用させた関係で③の段階で前側の杭の引抜きが極限引抜荷重になる。構造システムとしては依然安定である。④の段階では、構面の部材が初期降

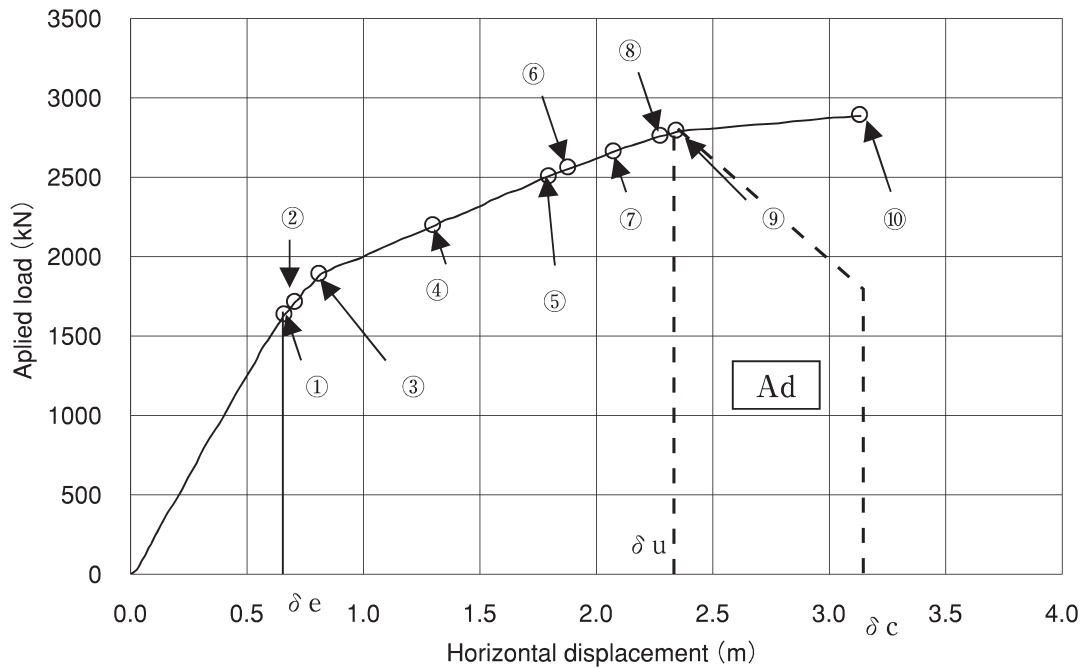


Fig. 5 Deformation curve obtained by a pushover analysis

Table 3 Sequence of events in push-over analysis

events	contents	loads(ratios)	displacements(m)
①	buckling of diagonal braces in the middle truss bent	1641kN (0.56)	0.66
②	buckling of diagonal braces in the upper truss bent	1728kN (0.59)	0.70
③	pullout limit of piles	1896kN (0.64)	0.81
④	first yielding of 2 <sup>nd</sup> horizontal frame	2203kN (0.75)	1.29
⑤	first yielding of front pile	2516kN (0.86)	1.79
⑥	yielding of heads of three piles	2565kN (0.87)	1.88
⑦	buckling of diagonal braces in the lower truss bent, initial plasticity of 2 <sup>nd</sup> horizontal frame	2665kN (0.91)	2.07
⑧	initial plasticity of front pile	2769kN (0.94)	2.27
⑨	plasticity of three piles	2797kN (0.95)	2.34
⑩	final	2894kN (0.98)	3.14



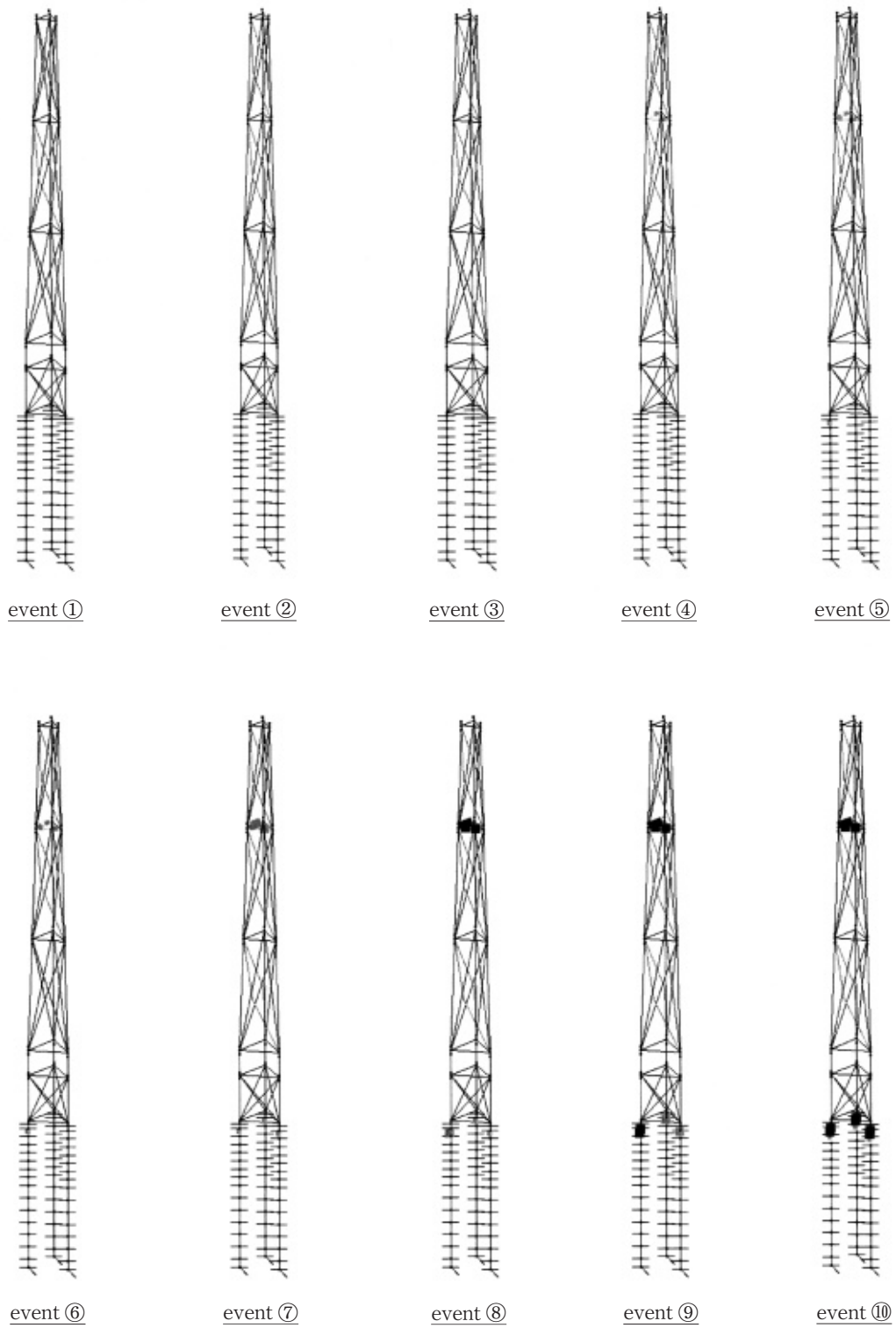


Fig. 6 Events in the pushover analysis

伏を起し天端変位も 1.29m に達し、⑤では前側の杭が降伏を開始する。⑥の段階になるとすべての杭頭で降伏が発生する。⑦の段階では下段部ベントの斜材が座屈し、併せて 2 段目の水平構面の水平材が塑性化する。⑧では、前側の杭が塑性状態になり、この段階で天端変位は 2.27m である。⑨ではすべての杭頭で塑性化する。⑩の最終崩壊状態は、海底面部の杭頭で全塑性化し塑性ヒンジが形成された状態である。その天端変形は 3.14m であり、降伏範囲とみなせるイベント①の変形 0.66m に対し 4.8 倍である。

以上の結果に対しここで扱っている荷重は地震荷重でないが ISO/DIS (2005) に則り、保有耐力の評価を行う。これは、質量がナセルに相当集中することからおそらく地震荷重も類似した分布になるという前提にある。さて、ISO/DIS では保有耐力係数  $C_{sr}$  は、(4) 式で与えられ、この大きさでもって保有性能が評価できる。

$$C_R = C_{sr} C_{dr} = \delta_u / \delta_e \sqrt{1 + \frac{A_D}{F_u \delta_u}} \quad (4)$$

ここで、Fig. 5 を参照しながら説明すると、 $C_{sr}$  は最大耐力  $F_u$  を発生する際の変位  $\delta_u$  と弾性変位  $\delta_e$  の比、 $C_{dr}$  はエネルギーの発散性能にかかわり、変形性能に相当する図中の面積  $A_D$  及び  $\delta_u$  時の耐力  $F_u$  から算定される。Fig. 5 では、極大値が見られないので、安全側に評価するため Table 4 に示したように  $F_u$  を 2,797kN、 $\delta_u$  を 2.34m とした。その結果、保有耐力係数  $C_R$  は推奨値 2.8 を超え 4.0 となる。以上から、トラスとジャケットを組み合わせた支持構造は十分な崩壊時の耐力を有し、変形能力も弾性変形に対し崩壊時の天端変形は 4～5 倍にもできることから高い構造的靱性が確認された。

**Table 4** Seismic reserve capacity factor

reserve factors		horizontal disp. (m)		remarks
$C_{sr}$	3.5	$\delta_e$	0.66	$F_u=2,798\text{kN}$
$C_{dr}$	1.1	$\delta_c$	3.14	$A_D=1,790\text{kNm}$
$C_R$	4.0	$\delta_u$	2.34	

## 4. 結 論

本論文では、様々な外乱をうける洋上風力発電施設の支持構造として、トラス・ジャケット支持構造を提案し、その構造の成立性、共振回避の可能性や耐震性能を評価した。その結果、以下の主要な結論が得られた。

### (1) トラス・ジャケット支持構造の成立性

洋上風車に適用するジャケット基礎是一件実績があるものの、トラスタワーと組み合わせた支持構造は今のところない。そこで、大きな引抜き抵抗を有するフィン付き杭を用いることにより狭い幅のジャケット基礎が成立で

きることを、杭・地盤間の非線形相互作用を考慮した静的弾性構造解析によって確認した。この結果、海中基礎部分の鋼材重量の低減が図られその経済性が期待できよう。

### (2) 固有周期の最適化

地盤条件にもよるが設計自由度の低い従来の円筒タワー・モノタワー構造に比較し、トラスとジャケット骨組の形状、幅、斜材の有無、部材の直径や板厚、部材数等、および杭の配置、杭径、本数等を選択できるため、トラス・ジャケット構造は最適な固有周期を設定できると予想された。当該支持構造においても、各種外乱の周期から固有周期を回避できることを固有値解析により確認した。したがって、疲労に対し本支持構造は長寿命化が図れるものと思われる。

### (3) 耐震性等の動的特性

大きな地震の発生を想定し、崩壊に至るまでの構造の変形過程をプッシュオーバー解析の結果、トラス・ジャケット支持構造は十分な保有耐力を有し、変形能力も弾性変形に対し崩壊時の変形は 4～5 倍にもなることが確認された。したがって、この支持構造は高い靱性のため、我が国の洋上風車の耐震構造形式のひとつになりえると考えられる。

## 参考文献

- API: Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms, *API Recommended Practice RP2A-LRFD*, American Petroleum Institute, 1993.
- CAP: Capacity Analysis PROGRAM, Version 2.2, *Theoretical Manual*, PMB Engineering, Inc., pp.5-66, 1993.
- ISO: DIS Submission to ISO CS 2004-08-31, ISO/TC19902, pp.64-69, 2004.
- Marshall, P.M.: Design Consideration for Offshore Structures Having Nonlinear Response to Earthquakes, *ASCE Convention & Exposition*, Preprint 3302, Chicago, pp.16-20, 1978.
- 成瀬英治, 関田欣治, 西和 宏, 岡 俊蔵, 原 基久, 横山 茂生: 洋上風力発電施設における疲労解析例, 土木学会, 海洋開発論文集, VOL.22, pp.881-886, 2006.
- 大川 豊, 矢後清和, 太田 真, 山田義則, 高野 幸, 関田欣治: 代替燃料創出を目指した浮体式風力発電施設に関する基礎的研究, 土木学会, 海洋開発論文集, VOL. 20, pp. 1217-1222, 2004.
- (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 第 5 編 4.1.5, pp.354-355, 1990.
- 関田欣治, 大村優太, 矢後清和, 山下 篤, 宮島省吾: 着底式大型洋上風車に供するトラスタワーの構造特性と風荷重と後流域の乱れに関する風洞実験, 土木学会, 海洋開発論文集, VOL.22, pp.875-880, 2006.
- 関田欣治, 大村優太, 白井慧介, 大川 豊: トート係留に使用するための杭型及び平板アンカーの試設計と適用性検

討, 土木学会, 海洋開発論文集, VOL.22, pp.739-744, 2006.

Yamashita, A. and Sekita, K.: Analysis of the fatigue damage on the large scale offshore wind turbines

exposed to wind and wave loads, *Proc. of 14th International Offshore and Polar Engineering Conference*, pp. 166-171, 2004.

## 要 旨

わが国の洋上に着底式風力発電施設を建設する場合, 頻繁に来襲する台風や多発する地震への考慮が不可欠である。風車を搭載するための支持構造は十分な剛性と強度を有し風の影響を受けにくい形状であり, さらに全体系の一次曲げ固有周期が変動風卓越成分や波浪周期, ローター回転やブレードとタワーとの交差周期等との同調を避け, 振動軽減や疲労損傷の低減を図る必要がある。洋上風力発電施設のほとんどの支持構造は, モノパイルといわれる太径肉厚鋼管基礎上に円筒タワーを設置したものである。しかしながら, 2006年に英国沖 25km Beatrice (水深 45m) の海域に建設された 5MW 洋上風車には, はじめてジャケッ基礎が採用されたがタワーは従来のものであった。我々は, 鋼管製トラスとジャケッ基礎構造が前述の要請に答える支持構造であると考え, 風洞模型実験によりこの新型支持構造が風荷重や発電量に及ぼす影響の点でトラスタワーは従来構造に比較し遜色ないことを明らかにした。本研究ではこの新型支持構造について杭・地盤相互作用を考慮した構造解析, 固有値解析およびブッシュオーバー解析により動的特性や耐震性能を検証したのでこれらを述べる。