

トラスとジャケットを組み合わせた風車支持 構造に関する非弾性構造特性の検討

AN INELASTIC ANALYSIS OF A SUPPORTING STRUCTURE CONSISTING OF A TRUSS TOWER AND JACKET FOUNDATION FOR OFFSHORE WIND TURBINES

関田欣治¹・大久保寛²・山下篤³・矢後清和⁴・臼井慧介⁵

Kinji SEKITA, Hiroshi OHKUBO, Atsushi YAMASHITA,
Kiyokazu YAGO, and Keisuke USUI

¹正会員 工博 東海大学海洋学部 海洋建設工学科 (〒424-8610 静岡市清水区折戸3-20-1)

²正会員 新日鉄エンジニアリング (株) 海洋エネルギー事業部 (〒229-1131 相模原市西橋本5-9-1)

³正会員 新日鉄エンジニアリング (株) 事業開発センター (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

⁴正会員 海上技術安全研究所 海洋開発研究領域 (〒181-0004 三鷹市新川9-38-1)

⁵学生会員 東海大学 大学院 海洋学研究科海洋工学専攻

Supporting structures for the large offshore wind turbine generator such as five mega watt preferably do not receive large wind force, since the bottom diameter of a conventional cylindrical shell tower becomes as large as seven meters. Further, they may have proper rigidity, because the first natural period of the structure stays away from a rotating period of a rotor and wave periods. Thus, we have proposed a supporting structure of a truss tower and a jacket because of their structural continuity to examine weights, stiffness and natural periods, comparing those of a cylindrical tower and a monopile. Then, we conducted inelastic analysis of the proposed structure taking soil and pile interaction into consideration to know the effect of soil foundation. Moreover, we carried out the push over analysis to evaluate the ductility of it. The paper describes the comparison of these kinds of properties for both structures.

Key Words : Supporting structures, fixed offshore wind generator, rigidity, natural periods, pushover analysis, ductility

1. はじめに

洋上の着定式発電施設は、5MW級の大型機の実用化を目前にしており、その支持構造の多くはモノパイル基礎上に円筒タワーを設置したものであるが、タワーは太径薄肉化の傾向にある。わが国の洋上に着底式風力発電施設を建設する場合、頻繁に襲撃する台風や多発する地震への考慮が不可欠であろう。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力を受けにくい形状であることが望まれる。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。海中基礎として、多くはモノパイルが一般的であり、一部重力式基礎が使用されている。このような中、1990年にスウェーデンNogersund (水深6m) でトライポッドと呼ばれる小型ジャケットが、また2004年に瀬棚 (水深13m) と酒田 (同5m) 港内で組杭基礎 (ドルフィン) が用いられた。2006年に英国Beatrice湾沖25km、水深45mの

海域に建設された5MW洋上風車には、本格的なジャケットがはじめて用いられその上に円筒タワーが設置された。

2. 研究目的

我々はモノパイルと薄肉円筒タワーからなる支持構造に関し、変動風や波浪荷重に対する動的解析および疲労解析¹⁾を提案し、これらによりわが国での自然環境条件下における2MW級着底式洋上風車の技術的成立性を確認した。さらに、着底や浮体式風力発電に供する、従来の円筒タワーに代わる鋼管製トラス構造の開発を目的とし、トラス構造の試設計を実施した。併せてトラスタワーについて円筒タワーと比較風洞模型実験を行い、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²⁾。

本研究では両支持構造の比較のための試設計、ジャケットとトラスタワー支持構造について杭・地盤相互作用を考慮した構造解析、固有値解析およびプッシュオー

バー解析により動的特性や耐震性能を検証した。

3. トラス支持構造の非線形解析

(1) 検討条件

a) 検討の概略

試設計については昨年度一部公表したので³⁾，検討の概略を述べるが，ローター半径が63mである5MWの洋上風車を想定した。タワー天端に作用する荷重は，ローターとナセル重量2942kN，設計上クリティカルになる定格時（風速14.5m/s）風荷重（水平力1,375 kN，モーメント2,490 kNm）である。従来からの知見により設計上クリティカルになる荷重は定格時であることから，以下の検討は定格時荷重とした。海中基礎に作用する波浪に関しては，微小振幅波を用いて水粒子の運動を与え，モリソン式で算定した。

b) 構造諸元

一般にジャケットは転倒モーメントにより生じる杭の引抜き力が許容内に収まるように杭本数と間隔が決められる。ここでは，図-1に示すように大型モデルでは通常レベルの引抜き力を前提に広幅ジャケットを，小型モデルでは大きな引抜き力を期待できるフィン付杭を用いた小径ジャケットを選定した。ただし，ハブ高さを約90mと設定し，小型モデルでは支持構造天端高さを86.8mとし，大型モデルではさらに高い96.7mとした。

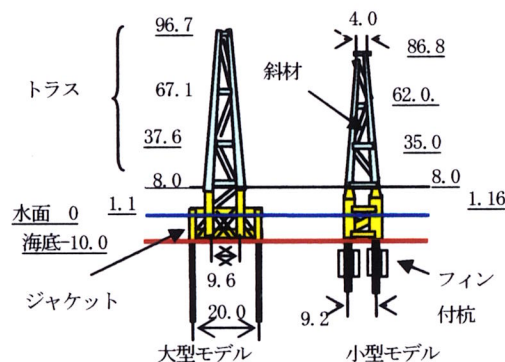


図-1 トラスタワーとジャケット基礎(単位m)

海上+8.0mにトラス最下段の水平構面を設けジャケット頭部と溶接接合される。鋼管製のレグの直径は1.5～2.3m，水平材は900～1500mm，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。また，検討には斜材を省ければ鋼重を減らせるので，斜材を取り払ったモデルに対する検討も行い，斜材の曲げ剛性への寄与も調べた。部材はAPI⁴⁾に則り曲げモーメントと軸力，せん断力に対する合成応力に対する許容応力により，格点は同じく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

押し込み押しぬき）に対する安全性をチェックした。

大型・小型モデルに対応する高さの異なる2種類の円筒タワーに関しても，比較のため試設計を行った。円筒タワーの外径は，天端（大型+96.7m，小型+86.7m）で4m，モノパイルとの結合部（+8.0m）上で7mであり，その間の外径と板厚を段階的に変えた。板厚は溶接性を考慮し最大厚40mm程度とし，天端から結合部まで17～41mmと段階的に厚くした。その結果，外径・板厚比D/tでは大型で171～235の範囲，小型で180～286と大きい。モノパイルはその天端から海底土内まで直径7mで板厚70mmの材質はSM490材とし一部SM490Y材を用いた。許容応力度は材質とD/tによって異なるが，180～210kN/mm²程度である。

c) 事前検討

はじめに，ジャケットとトラス支持構造について，斜材の影響を確認した。ただし，杭基礎の影響を排除するため海底との境界を固定条件として構造解析を行った。その結果，得られた天端水平変位から片持ち梁として算定した等価断面2次モーメントを表-1に示す。

表-1 斜材の有無による影響

		大型モデル	小型モデル
斜材 無	断面2次モーメント I (m ⁴)	4.29	4.21
	鋼材重量W (kN)	5805	6527
斜材 有	断面2次モーメント I (m ⁴)	6.27	7.12
	鋼材重量W (kN)	6479	7013

定格時の風荷重に対する変位は，斜材の有無に対応し大型モデルでそれぞれ0.63mと0.43mであった。また小型モデルでは，それぞれ0.49mと0.29mであった。剛性は変形に比例するので，大型・小型モデルで斜材がないとそれぞれ67%と59%に減少する。鋼材重量にはジャケットも含むが，大型モデルと小型モデルとも斜材がない場合の重量より7～11%増す程度であり，剛性に対応し固有周期を短くできることから斜材の寄与は大と考えられる。

d) 地盤・杭モデル

昨年度の動的解析¹⁾を参考に，海底は比較的良好な単一砂質土層（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。以下小型モデルの解析について述べるが，このジャケットに適用する杭は，従来の鋼管杭では引拔が十分でないので，自由落下杭として実績のある4枚のフィン⁵⁾を鋼管に部分的に取り付け引抜き抵抗を増すこととした。しかしながら，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，突起物があるこの杭の施工法は別途検討する必要がある。例えば，あらかじめ海底に仮置きし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することになる。図-2に示すように，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。杭徑

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し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等価鋼管杭と扱った。その等価杭径 D_e は杭直径($D=1.8$ m)にフィン高さ2枚分($2bf=1.0$ m)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。

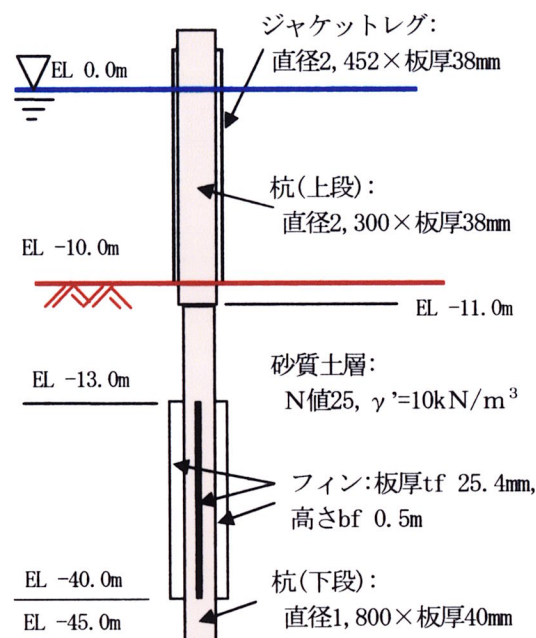


図2 フィン付き杭基礎

e) 杭の横抵抗 (p-y曲線)

港湾の施設の技術上の基準・同解説⁶⁾に則り、図-3に示す杭横方向の地盤ばね (p-y曲線) を算定した。砂の内部摩擦角 ϕ は 37.32° 、杭との壁面摩擦角 δ は 15.0° 、受働土圧の増加係数 α_p は3.0、地盤ばねの補正係数 α_k は1.5、受働土圧係数 K_p を7.51とした。なお、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 (=1500N)が $37,500\text{kN/m}^3$ となり、横

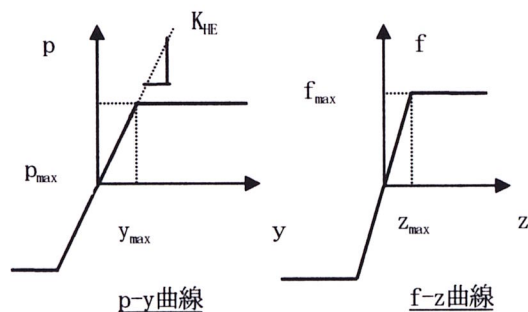


図3 杭・地盤抵抗曲線

方向の地盤ばね定数 K_{HE} ($=\alpha_k \times K_H$)は $56,250\text{kN/m}^3$ となる。さらに各層ごとに地盤反力($p_{max} \cdot A_s$)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 A_s 及び最大横抵抗土圧 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。

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

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

f) 杭の軸抵抗 (f-z曲線)

図-3に示すようにf-z曲線もp-y曲線と同様にバイリニアの関係とした。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0.01mとした。

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

g) 先端支持抵抗Q-z曲線

軸方向極限支持力も推定式(3)より、フィン断面(高さ $bf=0.5$ m, 幅 $tf=25.4$ mm)も考慮し先端面積 A_p が 2.6 m^2 とおき、先端支持力 Q_{max} を算定した。最大変位 z_{max} は、API⁵⁾より杭径の1割とし0.18mとした。

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

h) 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 $15,375\text{kN}$ であり、周面摩擦力と先端支持力 $19,500\text{kN}$ も加えた押し込み抵抗は $34,875\text{kN}$ となる。

(2) 構造モデル

a) 構造要素

部材や土の非線形解析が可能なソルバーCAPを用いた⁷⁾。図-4にトラス・ジャケット・杭一体構造解析小型モデルを示すが、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⁸⁾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。試設計の検討時のサイズから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、レグ内の杭は、レグ径との関係から2.3m直径とし、EL+1.16~海底下EL-11mまで貫通する。

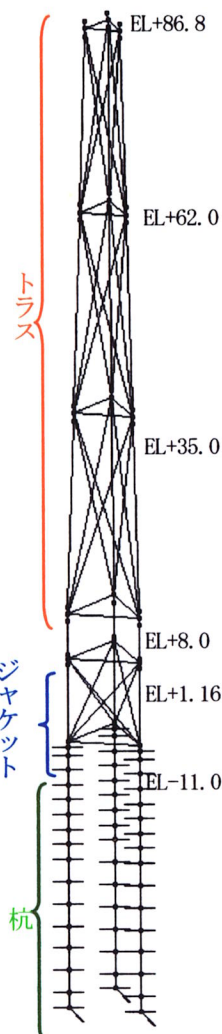


図4 全体モデル(単位m)

b) 静的弾性解析のための荷重

トラス断面が正三角形であるので、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た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-2133kN，-9412kNである．

(3) 解析の結果

a) 静的弾性

試設計の結果は，4. 支持構造の評価でまとめて述べることにして，ここでは杭・地盤一体解析による結果を述べる．その中で，試設計段階の検討との考察も言及する．

試設計段階で，発生曲げ応力と軸応力を重ね合わせた応力および格点部のパンチングシア照査の結果，一部の部材と格点のサイズ変更を図った結果，応力的には問題がない．試設計における変形に関しては，海底の境界条件を固定としたことから，頭部に作用する風荷重により基本的には片持ち梁としての挙動であった．その条件における天端変位は表-2に示すように0.34mであったが，杭と土の相互作用を考慮した弾性解析での水平変位は0.59mであった．杭の変形に伴う結果生じるジャケットの傾き 0.15° に対応する幾何学的な天端変位は0.25m（ $96.7\text{m} \times \sin 0.15^\circ$ ）と推定できる．また海底面での杭の水平変位は0.01mであることから，構造自体の弾性変形量が0.33m（ $=0.59\text{m}-0.01\text{m}-0.25\text{m}$ ）となる．よって，固定条件と比べ構造自体の変形量は杭が変形したぶん0.01mだけ減少する．したがって，固定条件での天端の水平変位0.34mと比較すると，地盤・杭の相互作用によりジャケットが傾きトラス天端の水平変位が1.7倍の0.25mと増加することが理解できる．

表-2 一体解析との相違

境界条件	天端変位	杭の変位 (海底面)	構造の傾きによる水平変位	構造の変形による水平変位
杭考慮	0.59m	0.01m	0.25m	0.33m
海底面固定	0.34m	0.00m	0.00m	0.34m
差	0.25m	0.01m	0.25m	-0.01m

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．

モード図は省略するが，x方向y方向とも1次固有周期は2.56s，2次固有周期0.538sである．なお，試設計段階において得られた1次固有周期は2.37sであり，地盤を考慮した結果，約8%長くなった．

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により，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を評価する．すなわち，天端中心点に段階的に水平力 F_y を与えて各ステップでの天端変位を求め，併せて部材の降伏や座屈，杭の引抜などのイベントを評価し，構造全体の最終強度と変形性能の解析を行う．この際，風および波浪荷重は無視し，梁・柱効果のため浮力は考慮した．

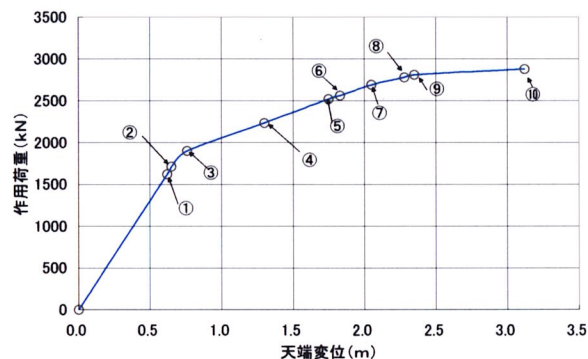


図-5 荷重-変位曲線

表-3 イベントの発生順位と内容

イベント	内容	荷重(震度)	天端変位(m)
①	トラス中ベント部斜材の座屈	1641kN (0.56)	0.66
②	トラス上ベント部斜材の座屈	1,728kN (0.59)	0.70
③	前側杭の引抜き極限	1,896kN (0.64)	0.81
④	EL62m部の水平材の初期降伏	2,203kN (0.75)	1.29
⑤	前側の杭頭の初期降伏	2,516kN (0.86)	1.79
⑥	全ての杭頭部降伏	2,565kN (0.87)	1.88
⑦	トラス下ベント部斜材の座屈 EL62m部の水平材の初期塑性化	2,665kN (0.91)	2.07
⑧	前側の杭頭の初期塑性化	2,769kN (0.94)	2.27
⑨	全ての杭頭の塑性化	2797kN (0.95)	2.34
⑩	解析終了	2,894kN (0.98)	3.14

プッシュオーバー解析の結果のうち，図-5には荷重-

変位曲線を、表-3には降伏等のイベント発生順位とその内容を示す。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、図-6には紙面の関係上一例としてイベント⑧に対応する構造要素の損傷状況を示す。この段階では、天端変位が2.2mに達し、④の段階で開始した2段目の水平構面の水平材が完全に塑性化する。

トラスの上・中・下ベントの斜材は既に座屈が生じ、杭1本で引抜抵抗する側に水平荷重を作用させた関係でその杭は③の段階で極限引抜力に至っており、さらにその前側杭が塑性化し始めているが、構造システムとしては依然安定である。なお、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。

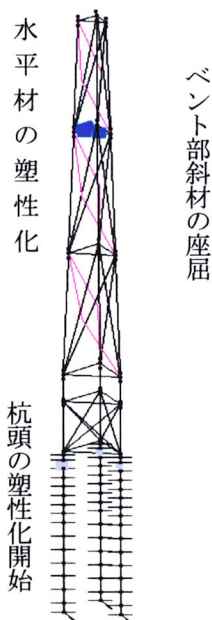


図-6 イベント⑧の状況

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。

4. 支持構造の評価

(1) 海中基礎の重量評価

検討した4種類の支持構造について、杭の設計から得られた根入れ長から杭の必要本数を決定し、杭重量をふくめ支持構造全体の鋼材重量およびその内訳を表-4に示す。ジャケット基礎の場合、杭重量はジャケットのレグ内まで含めており、一方モノパイル基礎における杭重量は海底下の根入れ部分までであり、海中部分重量は海中基礎として示してある。この結果、トラス・小型ジャケットを用いた支持構造が重量的には大きい。全般に杭の重量は全体重量の12～15%に相当する。タワー部分が占める割合が大きく、総重量の58～62%である。

(2) 4つの支持構造の固有周期および剛性評価

ここでは検討した4種類の支持構造の評価を行った（表-4 参照）。大型トラスタワー・ジャケットを組み合わせた支持構造に関しては、海底が固定条件として構造解析は行ったものの、杭の影響を考慮した固有値解析

を行っていないので3.のb)固有値解析の中で述べた関係から推定した。すなわち、大型ジャケット・トラスで杭を無視した固有周期2.37sをもとに単純に2.54/1.94倍し3.10sを得た。同様に、86.7m円筒タワー・モノパイルの固有周期は、杭の考慮有り無しでそれぞれ、3.11sと2.66sと変わることから、96.7mの大型円筒タワー・モノパイルの固有周期は、2.98sをベースに3.54sと推定した。

表-4 支持構造の鋼材重量の内訳および剛性等

支持構造	大型 円筒・ モノパイル	小型 円筒・ モノパイル	大型 トラス・ ジャケット	小型 トラス・ ジャケット
(杭)	1,721	1,340	2,695	2,731
(ター)	3,989	3,596	5,398	5,693
(基礎)	862	862	1,082	1,320
総重量 W (kN)	6,571	5,798	9,175	9,744
剛性EI (GNm ²)	527.6	497.1	747.7	845.5
EI/W (×10 ⁵ m ²)	0.80	0.86	0.82	0.87
固有周期 T (s)	3.5	3.1	3.1	2.5
Di/D	1.38	1.22	1.22	1.00

注) 斜線の値は固定条件の固有周期からの推定値

さらに、比較の意味で等価剛性を算定しさらに総鋼材重量との比を求めた（表-4 参照）。この結果、ジャケット・トラス支持構造は同じ高さの円筒タワー・モノパイル支持構造と比較し、鋼材重量と剛性は大型モデルでは1.4倍、小型モデルでは1.7倍と大きくなる。小型トラス・ジャケットを組み合わせた支持構造が、一番固有周期が短く、高さの低い円筒タワー・モノパイルと大型トラス・ジャケットはほぼ同じである。特に、等価剛性と重量比の観点からは、小型トラス・ジャケットを組み合わせた支持構造が一番コストパフォーマンスは高いという結果が得られた。

(3) 固有周期に関する考察

支持構造物の1次曲げ固有周期が重要な理由は、はじめにも述べたが風車のローター回転に伴う機械振動やタワーシャドウ影響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に伴い疲労損傷が支持構造物に発生することである。また、波浪や変動風荷重による疲労も受ける。これらを低減するためには、これらの外乱との同調を避けるように固有周期が設定できれば良い。

はじめに、機械振動に関しの同調回避について述べる。Beatrice湾沖で使用されているREpower社の5MW機のローター回転数は7-12RPM（回転周期TP₁=5.0-8.6s）であり、3枚ばねの各ブレードとタワーと交差する周期TP₃が1.7-2.9sとなり、大型化に伴い回転速度が15%ほど早い

設定となる。すなわち、GE社の3.6MW機では8.5-15.3 RPM（回転周期 $TP_1=3.9-7.0$ s）と若干規模が小さくなるとローター回転数を下げている。このように風車メーカーの努力の中で機械振動との同調は回避しているものの、増速機、発電機等の回転機器の損傷の低下につながり限界が生じるかもしれない。表-4に示した各支持構造の固有周期から判断すると、いずれも機械振動とワーシャドウ影響からの共振を回避している。

一方、波浪周期や変動風荷重の卓越周期との回避に関連して、従来の知見⁹⁾から固有周期の疲労損傷への影響を評価してみた。これは、1MW～9MW風車を搭載した円筒タワー・モノパイル基礎に作用する変動風に対する疲労損傷度を解析した結果、1MW～9MWに対応しその固有周期は1.0～2.6倍と長くなり、想定海域の海気象に対する疲労損傷度も0.45～1.4と変化する。すなわち、固有周期が2.5倍になると疲労損傷度も3.2倍になる。この前提で推定した結果を表-4の最終行に示したが、一番固有周期が短い小型トラス・ジャケット支持構造を1.0とすると、大型円筒タワー・モノパイルが1.4倍である。厳密には動的解析により疲労損傷度を推定する必要があるが、ジャケットとトラス構造にしたメリットが現れるといえる。現在、一次固有周期をローター回転周期 TP_1 とブレードがタワーと交差する周期 TP_3 より長くしようとする設計思想があるが、その場合は上記の通り波浪周期や変動風による疲労が顕在化する。石油ガスプラットフォームでも固有周期が4.5sとなる水深450mがこのため設置限界になっている。今後、機械振動とタワーシャドウ影響による疲労損傷度がどの程度かを疲労解析により明らかにし、同時に自然環境外力による疲労損傷度とのバランスから最適な支持構造の剛性や固有周期のあり方を議論する必要がある。

5. 結論

(1) 両支持構造の適用性

- ・トラスタワーとジャケット支持構造は、鋼材重量が円筒タワーとモノパイルに比較し、大型では1.4倍（小型では1.6倍）となるものの剛性は1.4倍（同1.7倍）大きい。
- ・斜材の有無による解析も補足的に行ったが、その効果は斜材が無いと鋼材重量を8から12%軽減するも、曲げ剛性は1/1.5（同1/1.7）と小さい。すなわち、剛性に及ぼす斜材の寄与が大である。
- ・施工の観点から設定されたフィン付き杭は35m程度の根入れでも十分な引抜き力を発揮するとともに、ジャケット基礎の幅を9.2m程度に小さくできる。
- ・固有値解析の結果、トラスと小型ジャケット支持構造の固有周期が2.5sと短く、疲労損傷度も一番小さいと予測された。したがって、トラスとジャケット支持構

造についての動的性能の点でメリットが期待できるといえる。

(2) 耐震性等の動的特性

- ・トラスと小型ジャケット支持構造の場合、杭基礎を考慮しても面内の曲げおよび面外の固有周期 $Tn1$ は2.56sと短い（同条件の円筒タワーとモノパイルでは3.1sと推定される）。この場合、固有周期を短くし応答倍率が下げられる点、変動風や波浪に対しては有利である。しかし、2～3sの加速度成分が小さい地震波に対しては両者の優劣はそれほど現れないと考えられる。
- ・5MW風車のローター回転数やタワーシャドウ効果などの回転周期と4つの支持構造は回避できる。しかしながら、固有周期が長くなりすぎると、波浪や変動風などの自然環境条件に伴う疲労損傷度が大きくなるので、いかにバランスさせるかは今後の課題である。
- ・ブッシュオーバー解析から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倍にもなることから高い構造ダクティリティが確認された。

謝辞：本研究は平成17年度「風力発電施設に供するタワーの最適構造に関する研究」として、（独）日本学術振興会「科学研究費補助金（基盤研究(C)）」の支援を受けて実施したものである。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 大川豊, 矢後清和, 太田真, 山田義樹, 高野宰, 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.
- 4) API：Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms, Report RP2A-LRFD, American Petroleum Institute, 1993.
- 5) 関田欣治, 大村優太, 臼井慧介, 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.
- 6) (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.
- 7) CAP：Capacity Analysis PROGRAM, Version 2.2, Theoretical Manual, PMB Engineering, Inc. pp.5-66, 1993.
- 8) Marshall, P.M.: Design Consideration for Offshore Structures Having Nonlinear Response to Earthquakes, ASCE Convention & Exposition, Preprint 3302, Chicago, October 16-20, 1978.
- 9) 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.