

洋上風力発電設備基礎の設計と施工

坂田 健一郎*¹・一宮 利通*²・林田 宏二*³・前田 修*⁴

再生可能エネルギーの利用拡大の取組みの一環として（独）新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）と東京電力（株）が実施する洋上風力発電等技術開発の実証研究プロジェクトにおいて、国内初の沖合洋上風力発電実証研究設備が千葉県銚子市沖合に完成し、2013年1月末から運転を開始した。沖合洋上風力発電設備（以下、洋上風車）と風況観測設備（以下、観測タワー）の基礎は、砕石によって均した海底面に着底させる着床式の重力式コンクリート基礎としており、建設地点の厳しい海象条件下での耐久性と構造安全性および軽量化による海上輸送・据付の施工性を確保するために、フラスコ型のケーソンタイプにPC鋼材をヘリカル（らせん）配置したPRC構造を採用した。本報告では、洋上風車基礎の設計および構造実験とその解析、施工について紹介する。

キーワード：洋上風車基礎、ケーソン、ヘリカル配置、PRC構造

1. はじめに

再生可能エネルギーの利用拡大の取組みの一環として（独）新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）と東京電力（株）が実施する洋上風力発電等技術開発の実証研究プロジェクトにおいて、千葉県銚子市沖合に国内初の着床式沖合洋上風車と観測タワーを建設し、2013年1月末から運転を開始した（写真-1）。



写真-1 洋上風車（右）と観測タワー

洋上は風速が高く風の乱れが小さいため、陸上より風力発電機の設備利用率が向上すること、陸から離れているため騒音、景観への影響が小さいこと、海上輸送により大型風車の運搬が容易なことから、欧州では洋上風力発電の導入が積極的に進められている。

一方、日本では台風による波浪や暴風、地震などの自然条件が欧州に比べて厳しく、これに耐え得る安全で信頼性

の高い風車や基礎の設計・施工、運転・保守方法を確立する必要がある。

本報告では、当実証研究プロジェクトにおける洋上風力発電の実証研究のうち、耐久性と構造安全性の向上を目的として重力式ケーソンタイプにPC鋼材をヘリカル配置したPRC構造の洋上風車基礎の設計および構造実験とその解析、施工について報告する。

2. 洋上風力発電設備の概要

両構造物の基礎は、千葉県銚子沖 3.1 km 地点（図-1）、水深 11 m の露岩した不陸の小さい海底上に設置した。

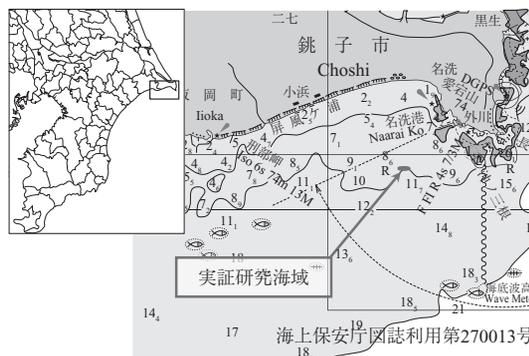


図-1 洋上風力発電設備の建設地点

数値シミュレーションによる風況予測では、当地点における風車ハブ高さ（風車の羽根の回転軸の高さ）において年平均風速が約 7.5 m/s と非常に良好な風況環境にあることが分かっている。また当海域は、モンスーン地域の太平洋沿岸であり、欧州で洋上風力発電が発達した北海とは異

*¹ Kenichiro SAKATA：鹿島建設（株）土木設計本部 構造設計部 臨海・エネルギー施設グループ 設計員

*² Toshimichi ICHINOMIYA：鹿島建設（株）技術研究所 土木構造グループ 上席研究員

*³ Koji HAYASHIDA：鹿島建設（株）環境本部 新エネルギーグループ 次長

*⁴ Osamu MAEDA：東京電力（株）技術開発研究所 洋上風力発電技術グループ 主任

○ 工事報告 ○

なり、波浪条件（波高）が非常に厳しいうえ、台風による波浪、うねりなどわが国の太平洋岸特有の現象が生ずる。また、黒潮（日本海流）を主とする海流および潮汐変動による潮流の影響を受ける海域でもある。

洋上風車発電設備構造の概要を図 - 2 に示す。

設置位置：千葉県銚子沖合 3.1 km 地点

北緯 35 度 40 分 54 秒，東経 140 度 49 分 13 秒（世界測地系）

工 期：2010（H22）. 12.20 ～ 2013（H25）. 1.31

高 さ：M.S.L.+126 m（ブレード最高高さ）

構造形式：（タワー部）鋼構造

（基礎部）鉄筋コンクリート PRC 構造

高さ 22 m，天端 ϕ 10 m，底盤 ϕ 21 m

風力発電機：三菱重工業製 MWT92/2.4

定格出力 2 400 kW，ロータ直径 92 m

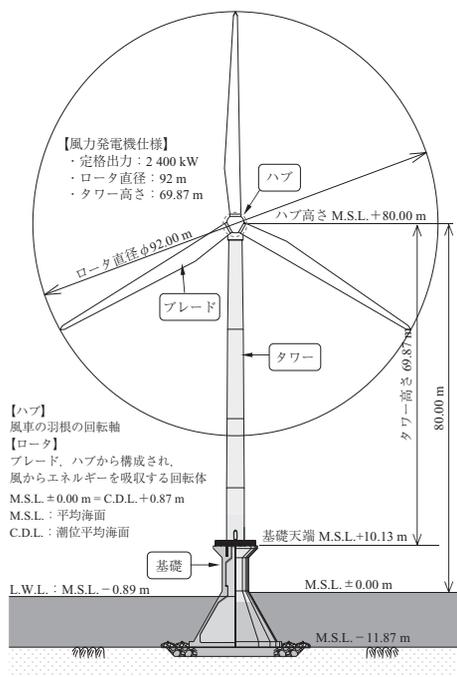


図 - 2 洋上風車発電設備構造概要

3. 基礎構造の設計

3.1 洋上風車基礎の要求性能

風車および基礎の使用期間は 20 年とし、この期間において、発電可能な状態を維持することを求められた。そこで、洋上風車基礎の設計上の要求性能を以下のように設定した。

① 長期荷重時

- ・構造系の安定性が保たれ、部材は長期許容応力度以内
- ・接地率 100 %（浮き上がらない）
- ・最大地盤反力係数は長期許容支持力以下

② 短期荷重時

- ・構造系の安定性が保たれ、部材は短期許容応力度以内
- ・最大地盤反力係数は短期許容支持力以下
- ・偏心荷重作用位置が D/3 以下（D：底盤直径）

③ 極稀荷重時

- ・構造系が転倒せず、部材はレベル 2 許容耐力以内
- ・ただし、今回の設計では短期許容応力度以内とした
- ・最大地盤反力係数は極限支持力以下
- ・滑動は許容変位量以下

3.2 基礎構造の選定

基礎は不陸が小さい岩盤上への建設になることから、施工が比較的容易な重力式基礎を採用した。基礎形状については、波力による海流・潮流の影響を極力小さくするような三角フラスコ型の形状を採用した（図 - 3）。さらに輸送時の重量の低減を図るため中空式ケーソン基礎とし、基礎据付後に高比重の中詰め材（銅水砕スラグ）を投入することで、完成後に重力式基礎として安定性を図れる基礎構造とした。また、基礎天端は、風車に波浪荷重を作用させない高さとし、波返しを設けた。

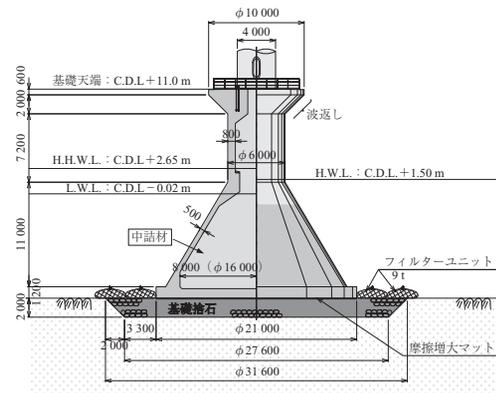


図 - 3 洋上風車基礎（ケーソン基礎）の構造概要図

3.3 設計基準

設計手法は、陸上風車の手法に準じるが、洋上特有の外力を考慮する必要がある。そこで、荷重については建築基準法を基本に、表 - 1 に示す準拠基準を参考として荷重設定を行った。構造設計についても同様に陸上風車の手法に準じ、そのうち PC 鋼材の設計についても表 - 1 に示す基準に準拠した。

表 - 1 洋上特有の設計に用いた主な準拠基（規）準

外力の設定 (波、風、水流)	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 19 年 7 月 日本港湾協会 ¹⁾
	IEC61400-3 2009 ^{2) a)}
	DNV-OS-J101 OCTOBER2007 ^{3) b)}
PC 構造の設計	プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説 1998 年 日本建築学会 ⁴⁾
	ディビダーク工法設計・施工マニュアル 2006 年ディビダーク協会 ⁵⁾

3.4 荷重設定

本設計で用いた荷重の組合せを表 - 2 に示す。洋上特有の荷重としては、波浪荷重のほか、海潮流および吹送流による荷重、地震時に発生する構造物周辺の動水圧などを考慮した（図 - 4）。

(1) 風荷重

風荷重とは、風車から伝達されるタワー基部に作用する

表 - 2 荷重の組合せ

種類	荷重および作用荷重外力について想定する状態	作用荷重															
		固定 G	積載 P	風				波				水流 Oc	地震(L1) K1	地震(L2) K1	L1 動水圧 Kw1	L2 動水圧 Kw2	
				Wn	We	We-red	Wm	Ha	Hb	Hc	Hc-red						
長期	発電時 平均風荷重時	○	○	○				○				○					
	暴風時	○	○		○						○	○					
短期	波浪時	○	○			○				○		○					
	地震時 レベル 1	○	○				○	○				○	○			○	
極稀	地震時 レベル 2	○	○				○	○				○		○			○
	耐久性評価時*	○	○	○								○					

※基礎の耐久照査（ひび割れ幅、塩化物イオン）に用いる荷重。
 G：固定荷重によって生じる力（浮力含む）
 P：積載荷重によって生じる力
 Wn：発電時の最大平均風圧力によって生じる力
 We：暴風時風圧力によって生じる力
 We-red：低減した暴風時風圧力によって生じる力（波を主荷重とした場合の従荷重）
 Wm：年平均風速時の風圧力によって生じる力
 Ha：年平均波浪によって生じる力
 Hb：耐久性評価波浪によって生じる力（港湾基準に準拠）
 Hc：波浪時に生じる力（衝撃砕波力含む）（主荷重）
 Hc-red：低減した波浪時に生じる力（風を主荷重とした場合の従荷重）

Oc：海流・潮流・吹送流によって生じる力
 K1：レベル 1 地震応答解析によって得られた等価力
 K2：レベル 2 地震応答解析によって得られた等価力
 Kw1：レベル 1 地震時の動水圧によって生じる力
 Kw2：レベル 2 地震時の動水圧によって生じる力

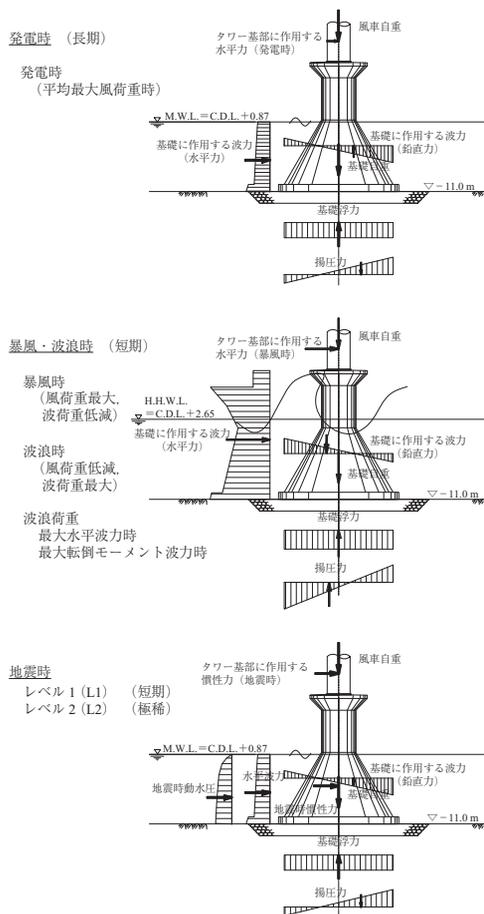


図 - 4 洋上風車基礎の設計外力図

断面力である。陸上風車と同様に、50年再現期間の暴風時の風荷重、発電中の最大風荷重（平均最大荷重値およびピーク荷重値）などを考慮した。

(2) 波浪荷重

本基礎構造は潮位が高いほど波力・浮力が大きくなり構造物の安定性にとって厳しい条件となる。そのため、設計潮位は高めにし、朔望平均満潮位（H.W.L.）と高潮偏差とを足し合せて設定した。波浪については、波浪推算結果および現地計測データをもとに、再現確率に応じて沖波条件を設定し、これを用いて、屈折、回折、浅水変形および碎

波変形などの波浪変形を考慮して構造物位置での設計波条件を定めた（波浪時 $H_{1/3} = 8.13 \text{ m}$, $H_{\text{max}} = 10.51 \text{ m}$, $T_{1/3} = 14.5 \text{ s}$ ）。また、軸対称形状の構造物の波力の評価方法（修正モリソン式⁶⁾）で抗力と慣性力を、波力のばらつきを考慮した確率的評価方法⁷⁾により衝撃砕波力を算出した。

(3) 風荷重と波浪荷重の発生の同時性

本設計においては IEC 規準に準拠し、風荷重と波浪荷重の最大値の発生の同時性を考慮した。すなわち、片方の最大値を低減した荷重を組み合わせ、それぞれ主荷重となる方を「暴風時」および「波浪時」として荷重の組合せケースを設定した。

実証研究に先立つ F/S 調査⁸⁾ で実施した暴風時風荷重と波浪荷重が同時作用する時の時刻歴応答解析によると、暴風時では風車タワー基部の曲げモーメントが波浪時よりも大きく、波浪時では基礎基部の転倒モーメントが暴風時よりも大きいことが分かった。また、暴風と波浪が単独作用する場合の時刻歴応答解析によるタワー基部と基礎基部のモーメント最大値の単純和の方が、暴風と波浪を同時に作用させた時刻歴応答解析の最大値よりも大きくなる。これより、風荷重と波浪荷重の相関を考慮することで、最大荷重を低減させることが可能となっている。

3.5 基礎部材の構造設計

本基礎は、風車の風荷重による最大曲げモーメントをケーソン躯体下端まで伝達させる必要があり、構造設計にあたっては PC 鋼材を卵形消化槽と同様にヘリカル配置とした。図 - 5 に PC 鋼材の配置図、表 - 3 に基礎部材の主な仕様を示す。鉛直方向ならびに斜壁部母線方向のプレストレス力は風荷重に対してフルプレストレスとなる程度とした。基礎躯体への円周方向プレストレス力は、内圧容器ではないため耐久性評価時についてひび割れを許容する PRC 構造とした。また、頂部円周方向に配置した PC 鋼材は風車アンカーボルトの抜け出し防止を目的としたもので、頂部構造の耐力設計には考慮していない。基礎斜壁部は、内部充填型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線を採用しているが、壁厚が 50 cm と非常に薄く、多数の PC 鋼材を配置するには上部になるほどスペースがかぎられたため、必要な緊張力を得るための PC 鋼材をヘリカル状に配置する

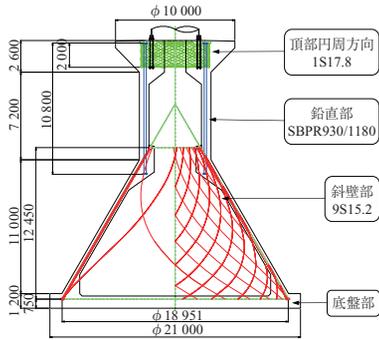


図 - 5 PC 鋼材配置図

表 - 3 洋上風車基礎部材の主な仕様

形状	三角フラスコ型	
基礎重量	高さ：22 m, 天端：φ10 m, 底盤：φ21 m	
使用コンクリート	高流動コンクリート（斜壁部・鉛直部・頂部） 普通コンクリート（底盤部）	
設計基準強度	40 N/mm ²	
PC 鋼材	頂部円周方向	プレグラウト 鋼材 1S17.8
	鉛直部	エポキシ樹脂被覆 SBPR930/1180 φ32
	斜壁部	内部充填型エポキシ樹脂被覆 9S15.2
	鉄筋	SD345（干満帯およびせん断補強筋にはエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用）

卵形消化槽の設計手法を応用し、1本のPC鋼材で鉛直方向だけでなく水平方向にも緊張力を導入することで縦クラックの発生を抑制する設計とした。鉛直部については、プレグラウトPC鋼材を採用した。頂部には風車タワー基部でのコーン破壊対策として、シングルストランド工法を採用した。

3.6 設計結果

(1) 基礎の安定検討

基礎の安定検討は、土木学会風車指針⁹⁾に準拠することを基本とし、海洋構造物であることから港湾基準に基づく安定検討を参考として、3.1の要求性能を満たす設計を行った。

(2) 基礎の構造解析

基礎の構造解析は、頂部を除く基礎全体と頂部に分けたモデルを用いて、発電時（長期）、短期、極稀の各荷重ケースにおいて解析を実施した。基礎の全体解析は、線形解析（シェル要素）による3次元FEM解析を行い、得られた断面力を用いて配筋量を決定し、RC断面として発生応力度が許容応力度以下であることを確認した。図-6、7にシェル解析モデル図および曲げモーメントコンター図を示す。

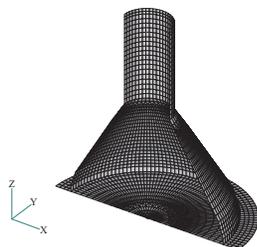


図 - 6 洋上風車基礎の全体解析モデル図

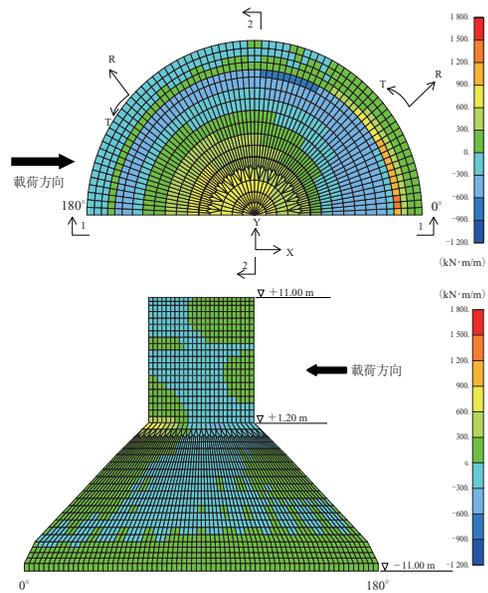


図 - 7 底盤（上）と斜壁部および鉛直部（下）の発生曲げモーメントコンター図

また、基礎頂部のアンカーボルトによる風車との接合部については、中空構造モデルの材料非線形解析（ソリッド要素）による3次元解析を行い、全体解析と同様にして断面を決定した。図-8、9にソリッド解析モデル図および応力度コンター図を示す。

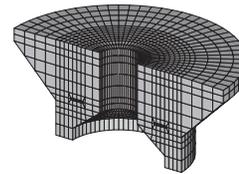


図 - 8 洋上風車基礎頂部の解析モデル図

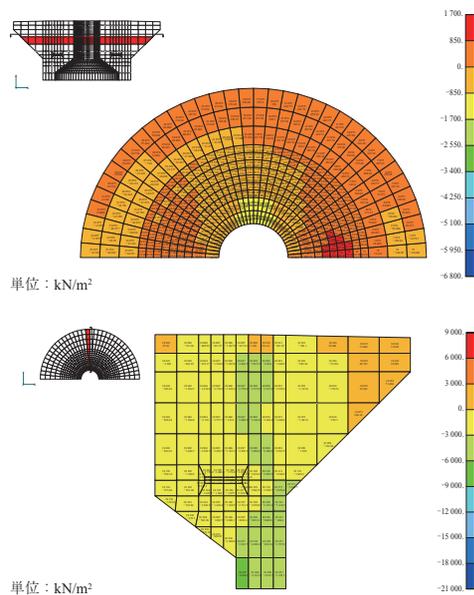


図 - 9 洋上風車基礎頂部の円周方向（上）および半径方向（下）の発生応力度コンター図

また、耐久性照査として発生ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下であることと、鋼材位置における塩化物イオン濃度の検討を行った。鉄筋のかぶりは、海洋構造物ということに配慮して外側 100 mm、内側 70 mm とした。耐久性照査において、躯体のひび割れ幅は許容ひび割れ幅以下とするが、飛沫帯については 0.2 mm 程度以下に制御した。洋上という厳しい腐食環境条件から塩害対策として、各部にエポキシ樹脂被覆の鋼材および鉄筋を採用して耐久性の向上を図った。なお、底盘部以外のすべてのせん断補強筋については、かぶり不足となるためエポキシ樹脂被覆鉄筋とした。

4. タワー定着部の実験および解析的検討

4.1 実験および解析の目的

洋上風車基礎はタワーとの接合部にアンカーボルト方式を採用した。本接合部の構造は、基礎の内側に空間を有すること、アンカーボルト下端のアンカープレート付近で断面が絞られていること、鉛直方向にプレストレスを導入していることなど、既往の陸上風車基礎とは異なる構造となっている（図 - 10）。そこで、本構造の破壊性状および耐力を確認し、L2 地震時における安全性および設計の妥当性を検証するため、縮小模型試験体を用いた荷重実験および 3 次元非線形 FEM 解析を行った。

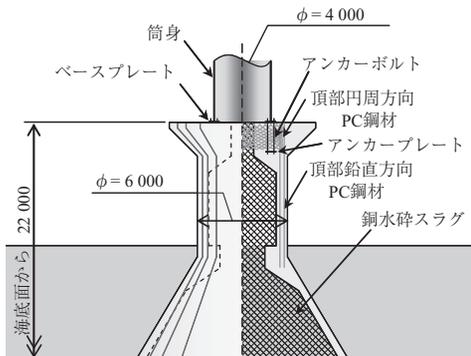


図 - 10 洋上風車基礎頂部の構造概要

4.2 実験の概要と結果

試験体は鋼材の仕様や荷重装置の容量等を考慮して縮尺比を設定した。また、接合部以外の箇所に接合部以外の破壊モードが生じないように、必要に応じて補強を行った。

荷重方法を図 - 11 に示す。上部荷重フレームにより軸力および曲げモーメントを、水平ジャッキによりせん断力を荷重した。荷重は、自重に相当する軸力を導入して一定に保ちながら、L2 地震時のタワー基部における曲げモーメントとせん断力の比率を一定に保ちながら荷重を漸増させた。

荷重中における主な試験体の挙動と、接合部のタワー基部ベースプレート位置における曲げモーメントと回転角の関係を図 - 12 に示す。

L2 地震時の設計曲げモーメント付近①でベースプレートが浮き上がる挙動が確認され、剛性が若干低下した。その後、鉛直外壁にひび割れが確認され②③、実構造物の

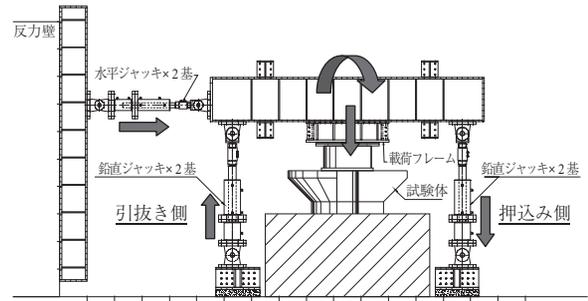


図 - 11 荷重方法

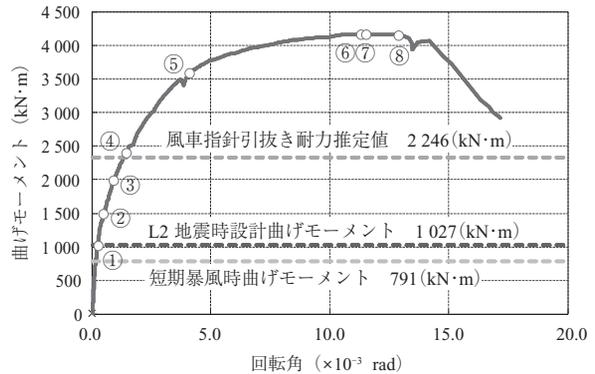


図 - 12 接合部の曲げモーメントと回転角の関係

設計で用いた土木学会風車指針に示される安全係数を 1.0 として算定される引抜き耐力推定値を超えたところで引張側のせん断補強筋が降伏ひずみに達した④。その後、引張側 PC 鋼棒が降伏ひずみに達し⑤、圧縮側鉛直外壁基部コンクリートの圧縮ひずみが 2000×10^{-6} に達した⑥直後に最大曲げモーメントを示した⑦。破壊モードは、アンカープレート付近の断面における曲げ破壊と判断され、鉛直方向 PC 鋼材が破断することにより耐力の低下が生じて荷重を終了した⑧。

4.3 解析の概要と結果

4.2 の荷重実験の再現解析を行った。図 - 13 に定着部の解析モデルを示す。解析モデルは半断面をモデル化し、RC 部は、鉄筋配置を考慮してメッシュを分割したものである。

荷重は、自重およびプレストレス荷重をまず荷重し、続いて L2 地震時設計鉛直荷重 F_z をダミータワー頂部の荷重点に作用させた。その後、FM/FH の水平方向の変位比率を一定として、荷重点に水平荷重を FH まで漸増荷重した。タワー最下部の部材回転角と曲げモーメントとの関係を図 - 14 に示す。

解析と実験とを比較すると $3000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ まではよく一致した挙動を示した。その後も、実験値の方がやや回転角が大きい挙動となったが、最大曲げモーメントはほぼ一致した。これは縮尺を考慮した L2 地震時設計曲げモーメントに対して、いずれも 4 倍以上の値である。

定着部をモデル化した FEM 解析により、本構造の破壊性状および耐力を確認し、L2 地震時における安全性および設計の妥当性を確認できた。この解析では、曲げ性状、

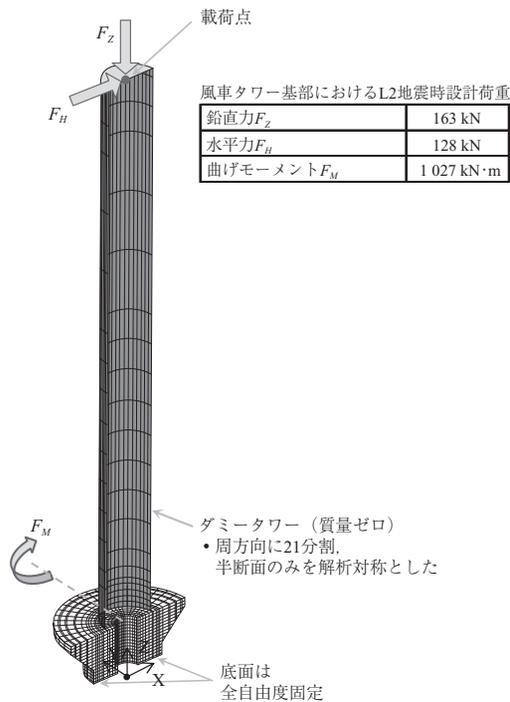


図 - 13 定着部の解析モデル

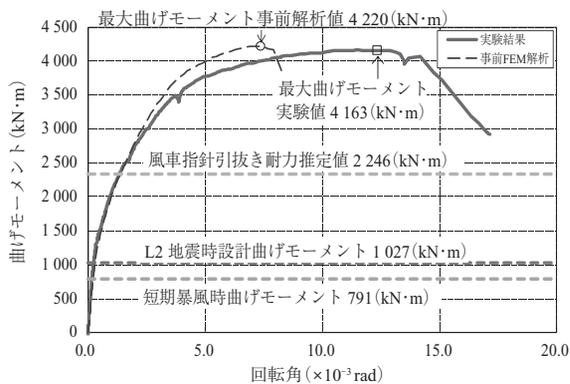


図 - 14 接合部の曲げモーメントと回転角の関係

耐力のほかに、ひび割れと最大せん断ひずみ分布の発生についてもおおむね実験を再現できたことを確認した。

5. 基礎の施工（製作、運搬・据付け）

5.1 基礎の製作

各種 PC 鋼材の組立て状況を写真 - 2 ~ 4、およびコンクリート打設状況を写真 - 5 に示す。

平成 22 年 12 月から鹿島港で基礎の製作を開始した。洋上風車基礎は浮力を用いて運搬・設置するため港内の岸壁に係留したフローティングドック（FD）上で製作を行った。

底盤部では普通コンクリートを用いたが、底盤以外（斜壁部、鉛直部、頂部）は壁厚が最小で 500 mm と薄く、鉄筋および PC 鋼材により過密配筋となっているため、使用するコンクリートは自己充填性を有する高流動コンクリートを使用して、施工性と品質の確保を図った。

鉛直部と斜壁部の PC が交差する箇所はスペースが狭く、

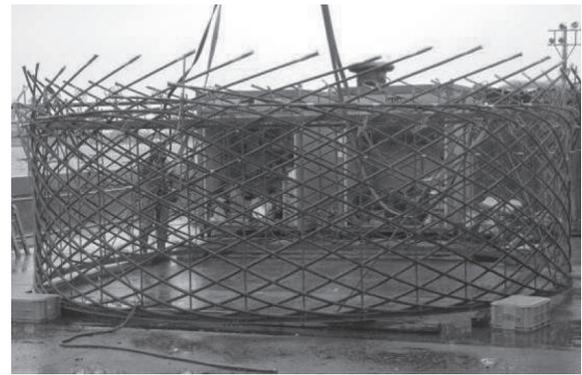


写真 - 2 頂部円周方向 PC 鋼材組立状況

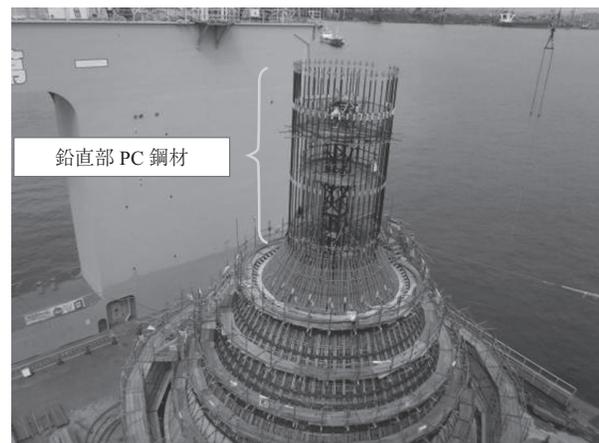


写真 - 3 鉛直部 PC 鋼材組立状況

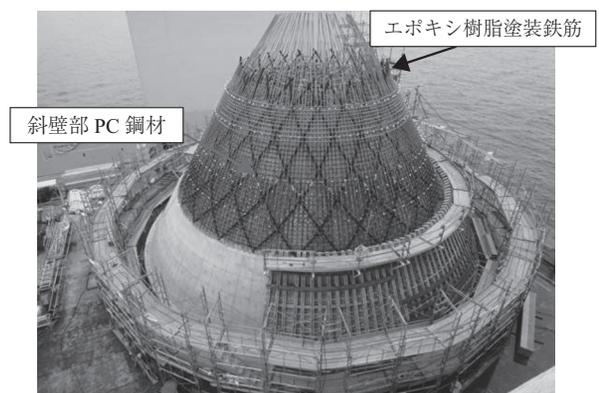


写真 - 4 斜壁部 PC 鋼材組立状況

メーカー標準仕様の PC 定着部拘束筋では干渉が発生してしまうことから、「緊張材の定着装置及び接合具の試験方法（プレストレスコンクリート造 技術基準解説及び設計・計算例）」に準拠した構造実験を実施し、拘束筋を標準のスパイラル筋からグリッド筋への変更を行なった。

平成 23 年 3 月 11 日、鹿島港の工事現場は東北地方太平洋沖地震と津波により被災した。幸いにも人身災害と製作中の基礎への被害はなかったが、液状化により岸壁が損傷するとともに、津波によって資機材を喪失したため、工事を一旦中止せざるを得なくなった。



写真 - 5 基礎の製作状況 FD 上（コンクリート打設状況）

平成 23 年 8 月より工事を再開することとなったが、鹿島港が被災し、資機材の調達も困難であったため、基礎製作場所を兵庫県の東播磨港に変更し、製作中の基礎を FD ごと 800 km 移動させた。東播磨港で基礎の製作を再開させ、平成 24 年 5 月に完了した。

5.2 基礎の運搬・据付け

平成 24 年 6 月に東播磨港で完成した基礎（写真 - 6）を再び FD ごと鹿島港へ運搬した。鹿島港への帰港後、平成 24 年 7 月に銚子沖に基礎を着床させた。着床にあたっては図 - 15 のように全旋回式クレーン船に専用の架台を取付け、揺れの小さい船の側面中央部に基礎を固定して浮力を利用しながら運搬し、現地にて吊り下げ着床させた。その後、中詰材（銅水砕スラグ）を投入し、所要の重量を確保のうえ、据付け作業を完了した。



写真 - 6 基礎の完成状況 FD 上（東播磨港）

6. おわりに

今回、日本初の本格的洋上風力発電設備の基礎として、各種 PC 鋼材を用いることで構造安全性、耐久性、施工性を確保することができた。

本報文で報告した内容は、NEDO と東京電力株式会社による共同研究「洋上風力発電等技術研究開発 洋上風力発電システム実証研究」の成果の一部であり、関係各位に謝意を表します。

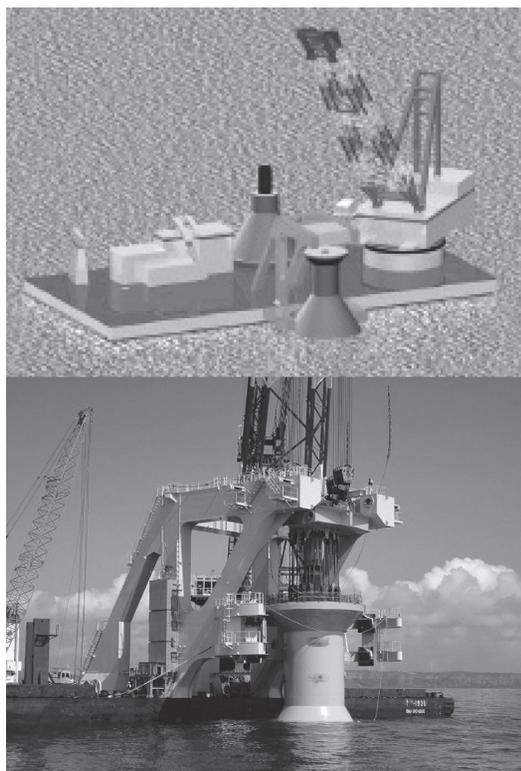


図 - 15 洋上風車基礎の海底への着床状況

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 19 年 7 月, 2007
- 2) IEC61400-3 Ed. 1 Wind turbines-Part3 Design requirements for offshore wind turbines, 2009
- 3) DNV-OS-J101 DESIGN OF OFFSHORE WIND TURBINE STRUCTURES, 2007
- 4) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998
- 5) デイビダーク協会：デイビダーク工法設計・施工マニュアル, 2006
- 6) 池谷 毅, 福山貴子, 稲垣 聡：上部斜面式軸対称ケーソンに作用する波力と揚圧力, 海洋開発論文集 第 22 巻, pp.307-312, 2006
- 7) 福山貴子, 池谷 毅, 福本幸成：孤立型海洋構造物に作用する不規則波力の確率分布評価方法, 海岸工学論文集 第 55 巻, 2008
- 8) NEDO 新エネルギー・産業総合開発機構：平成 20 年度洋上風力発電実証研究 F/S 調査（銚子）, 東京電力, 東京大学, 鹿島建設, 2008
- 9) 土木学会：風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 2007 年版, 2007

用語解説

- a) IEC：風車の国際規格を定める国際電機標準会議。
洋上風車の設計要件を定めた IEC61400-3 などがある。
(International Electrotechnical Commission)
- b) DNV：洋上風力プロジェクトにおける国際認証の第三者機関。
洋上風車の支持構造の設計に必要な荷重計算などを定める。
(Det Norske Veritas)

【2015 年 3 月 13 日受付】