

洋上風車タワー定着部の破壊耐力に関する実験および解析的検討

鹿島建設(株)	正会員	工修	○平	陽兵
鹿島建設(株)	正会員	工修	一宮	利通
鹿島建設(株)		工修	山沢	哲也
東京電力(株)		工修	福本	幸成

Abstract : The first offshore wind turbine in Japan was built off Choshi, Chiba Prefecture. An anchor bolt system is adopted for the joint between the concrete gravity foundation and the steel tower of the wind turbine. Since structure of the joint is different from that of an ordinary onshore wind turbine and there is an opening to place filling materials into the foundation, the prestressing force was introduced to reinforce the foundation. Therefore the loading experiment using the down-scaled specimen and three-dimensional non-linear FEM analysis were carried out to confirm a failure mode and a safety against level-2 earthquake.

Key words : Offshore windmill, Prestressed concrete, Foundation, Anchor bolt

1. はじめに

(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、2013年1月末に千葉県銚子沖合に国内初の沖合洋上風車と風況観測タワーが建設された。洋上風車の基礎は図-1に示すような重力式ケーソン基礎であり、タワーとの接合部はアンカーボルト方式を採用している。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。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載荷実験および3次元非線形FEM解析を行うこととした。

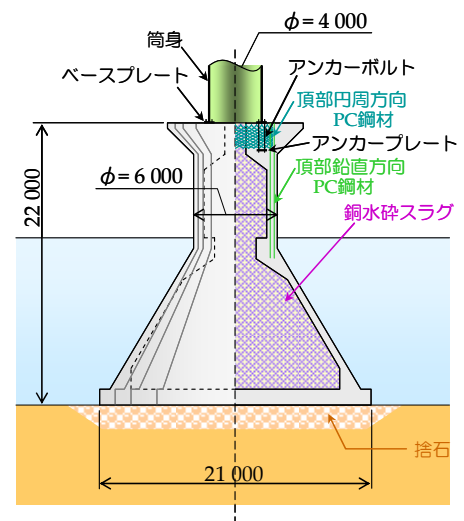


図-1 洋上風車基礎構造

2. 載荷実験の概要

2.1 試験体

試験体の形状寸法を図-2に、鋼材配置を図-3に示す。試験体は基礎頂部とタワー基部のみをモデル化した縮小模型試験体とし、補強用鋼材の縮尺比を外形寸法の縮尺比と合わせるための細径鋼材の仕様や載荷装置の容量等を考慮して縮尺比を1/4.6とした。基礎の頂部は、図-1に示すように鉛直方向および円周方向にPC鋼材が配置されたプレストレストコンクリート構造であるが、試験体では接合部の補強も兼ねている鉛直方向PC鋼材のみを再現した。事前に行ったFEM解析より破壊モードは曲げ破壊が想定され、円周方向PC鋼材を省略した場合でも耐力は3%程度しか低下しなかったため安全側の評価となるように試験体では省略した。接合部の破壊モードとしては、引抜き破壊およびアンカープレート付近の断面の曲げ破壊が想定される。接合部の補強鋼材については縮尺比が外形寸法の縮尺比

と同等になるように設定し、接合部以外の箇所では接合部以外の破壊モードが生じないように、必要に応じて補強することとした。

試験体構成要素の縮尺比を表-1に示す。接合部のせん断補強鉄筋にはD4~D10の細径鉄筋を、鉛直PC鋼材にはφ7.1mmの細径PC鋼材を用いて縮尺比を1/3.5~1/4.5とし、鋼材比が実構造物と同程度となるように本数を設定した。コンクリートは、実強度が実構造物の設計基準強度である40N/mm²に近くなるような配合を設定し、実験時の圧縮強度は44.7N/mm²であった。最大骨材径は実構造物の20mmと同程度として引抜き耐力算定において寸法効果を考慮して評価することとしたが、試験体でのコンクリートの充填性を考慮して若干小さい13mmとした。接合部以外での破壊を防止するため、タワー基部を模擬した鋼管、タワー下端のベースプレート、アンカーボルトおよびアンカープレートについては、縮尺比から決まる径または厚さより大きく設定した。また、壁厚が薄くなっている鉛直壁部での曲げ破壊を防止するため、試験体下部の内空ハンチをなくす形状とするとともに、曲げ補強筋を追加した。鉛直PC鋼材およびアンカーボルトには、縮尺比を考慮して実構造物に相当する張力を導入した。

試験体製作では、試験体の土台のコンクリートを先行して打設し、硬化後に打継処理を行った後、試験体のコンクリートを打設した。タワー部は試験体天端から13mm浮かせてベースプレートを設置し、隙間にグラウトモルタルを充填した。載荷時における土台のコンクリート圧縮強度は69.8N/mm²、グラウトモルタルの圧縮強度は93.9N/mm²であった。

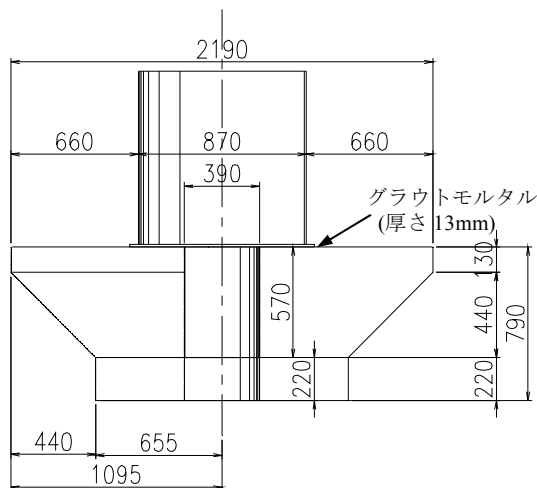


図-2 試験体の形状寸法

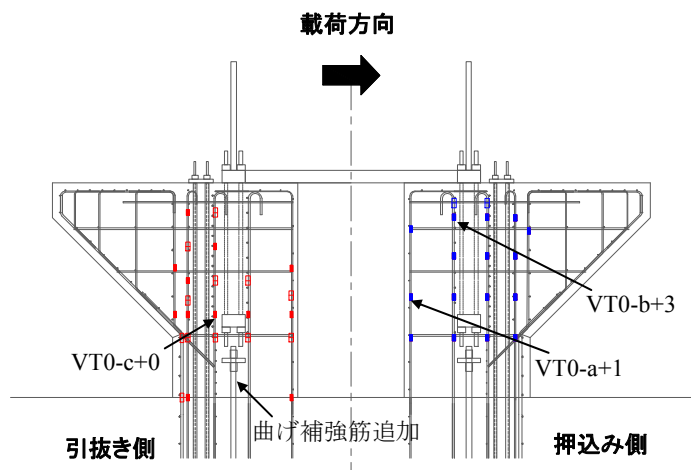


図-3 試験体の鋼材配置とひずみ計測位置

表-1 試験体構成要素の縮尺比

項目	実構造物	試験体	縮尺比
外形寸法	1	1/4.6	1/4.6
接合部補強鉄筋	D16~D35	D4~D10	1/4~1/3.5
鉛直PC鋼材	SBPR930/1180 φ32	SR8 φ7.1	1/4.5
コンクリート最大骨材径	Gmax=20mm	Gmax=13mm	1/1.5
タワー鋼管厚さ	t=38mm	t=19mm	1/2.0
タワーベースプレート	t=95mm	t=40mm	1/2.4
アンカープレート	t=75mm	t=45mm	1/1.7
アンカーボルト	SCM435-M36	SBPR1080/1230 φ13	1/2.8

2. 2 載荷方法

載荷方法を図-4に示す。タワー基部鋼管の上部に設置した載荷フレームの左右に押し引き鉛直ジャッキを2台ずつ設置し、軸力と曲げモーメントを載荷した。また、載荷フレームの片側に設置した水平ジャッキ2台によりせん断力を載荷した。載荷は、自重に相当する軸力163kN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(試験体の縮尺比を考慮して換算した曲げモーメント1,027kN・m、せん断力128kN)の比率を一定に保ちながら荷重を漸増させた。

荷重開始から終了まで、鉄筋、PC鋼棒、鋼管およびコンクリートのひずみ、荷重荷重、並びに試験体の変形を計測した。せん断補強鉄筋のひずみ計測位置を図-3に示す。引抜き側ではアンカープレートから生じるひび割れが水平に伸びる場合、斜めに伸びる場合および鉛直PC鋼材に沿って伸びる場合が想定されることから、せん断補強筋の高さ方向のひずみ分布を計測した。また、押し込み

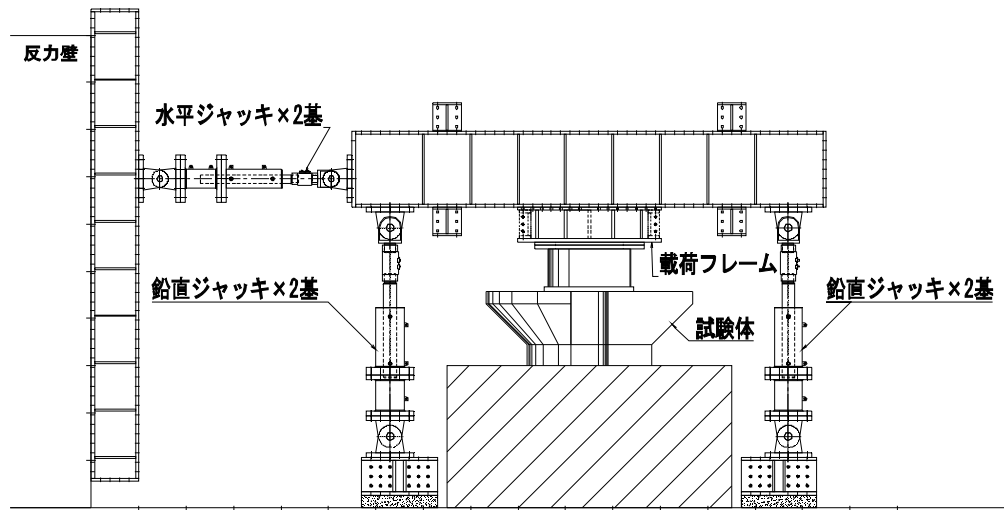


図-4 荷重方法

表-2 荷重中における試験体の挙動

	曲げモーメント (kN・m)	回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	試験体の挙動
①	1495	0.46	ベースプレートの浮き上がり発生
②	1495	0.46	引張側鉛直外壁基部に曲げひび割れ発生
③	1993	0.91	引張側鉛直外壁ハンチ部下部に曲げひび割れ発生
④	2396	1.42	引張側せん断補強筋が降伏
⑤	3591	4.09	引張側PC鋼棒降伏
⑥	4158	11.29	圧縮側鉛直外壁コンクリートひずみ2000 μ 到達
⑦	4163	11.50	最大曲げモーメント
⑧	4155	12.89	鋼材の破断音を確認後、耐力低下

側では圧縮応力の分布を計測するため、同様にせん断補強筋の高さ方向のひずみ分布を計測した。

3. 荷重実験結果

荷重中における主な試験体の挙動を表-2に、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-5に示す。回転角は、圧縮側と引張側で計測したベースプレートの鉛直変位から算定した。

L2地震時の設計曲げモーメント付近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、実構造物の設計で用いられた土木学会「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 [2007年版]」(以下、風車指針)¹⁾で実強度を用い、安全係数を1.0として算定される引抜き耐力推定値2,336kN・m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。その後、引張側PC鋼棒が降伏ひずみに達し、圧縮側鉛直外壁基部コンクリートの圧縮ひ

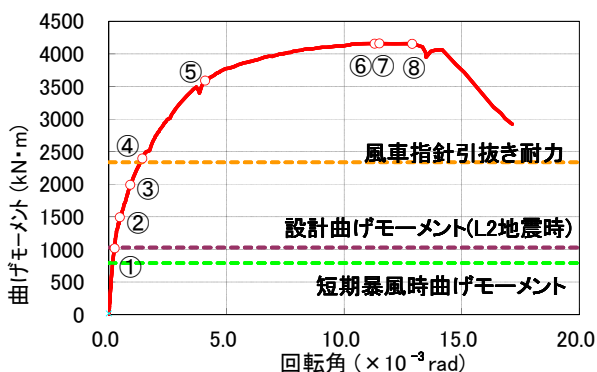


図-5 接合部の曲げモーメントと回転角の関係

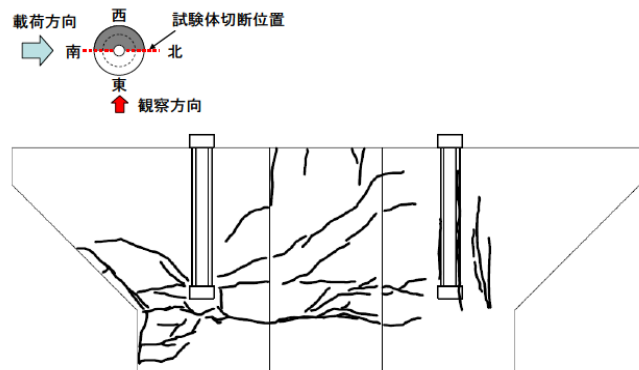


図-6 試験体内部のひび割れ状況

ずみが 2000×10^{-6} に達した直後に最大曲げモーメント $4163 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となった。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、PC鋼材が破断することにより耐力の低下が生じて載荷を終了した。

試験体を切断して内部のひび割れ状況を観察した結果を図-6に示す。アンカープレートから斜めひび割れが生じてはいるが、せん断補強鉄筋や鉛直PC鋼材で適切に補強されているためコーン状破壊には至らなかったと考えられる。内空ハンチを忠実にモデル化した場合、より小さい荷重において壁厚が薄くなっている鉛直壁部で曲げ破壊すると考えられるため、実構造物ではコーン状破壊はしないと考えられる。実験で確認された最大曲げ耐力は、L2地震時における設計曲げモーメントに相当する $1,027 \text{ kN}\cdot\text{m}$ の約4倍、また、風車指針で算定されるコーン状破壊を想定した引抜き耐力推定値の約2倍であり、本接合構造は十分な耐力を有しているといえる。風車指針の算定値と実験結果の差が大きかったのは、風車指針で想定している基礎形状と異なるためと推定される。なお、風車指針は2010年に改訂され²⁾、引抜き耐力も見直されて本構造物では3割程度耐力が小さく算定されることになる。しかし、安全率を1.0として算定した耐力に対して2倍以上の安全率が確保されていることから本構造物については問題ないと判断される。

4. 解析の概要

ここでは、解析手法の妥当性を確認するために実施したa)洋上風車タワーの基礎定着部の引抜き挙動に着目した載荷実験の再現解析、b)洋上風車タワーの全体構造の耐荷挙動解析について述べる。

図-7にa)定着部の解析モデルを、図-8にb)全体系の解析モデルを示す。解析には、コンクリート部材のひび割れを考慮できるCOM3d version 2008³⁾を用いた。いずれの解析モデルも、図-7 定着部の解析モデル 半断面をモデル化し、RCコンクリート部は、鉄筋配置を考慮してメッシュを分割した。

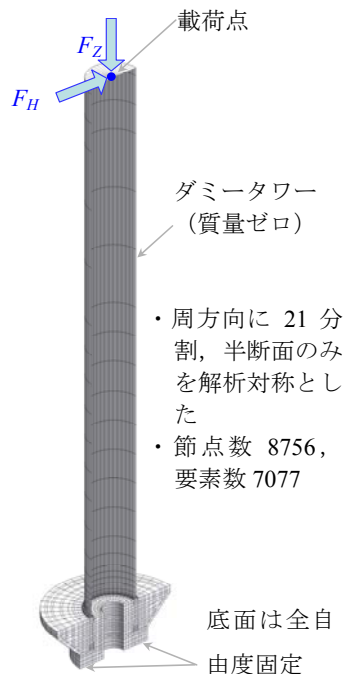


図-7 定着部の解析モデル

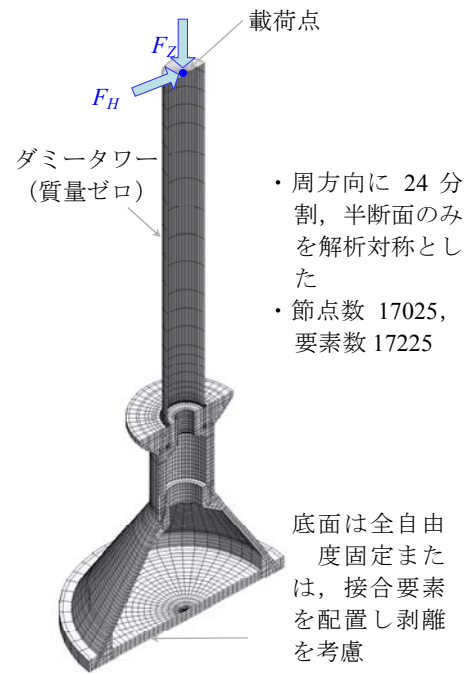


図-8 全体系の解析モデル

ベースプレートとグラウトとの間の摩擦係数は0.50とした。アンカーボルトは線要素でモデル化し、締め付け軸力は初期ひずみで与えた。基礎頂部に配置されている円周方向のPC鋼材については、定着部のモデルでは構造実験と同様に考慮していない。また、定着部の解析モデルでは、構造実験における境界条件を再現するため、モデル底面は全自由度を固定した。全体系モデルでは、実際の基礎設置状況を考慮し、接合要素を配置して剥離を表現できるようにしたケースも実施した。

材料物性は、a)定着部の解析モデルでは、材料実験値またはミルシート記載の数値を用い、材料係数は鋼・コンクリート部材ともに1.0とした。b)全体系モデルでは、材料規格値を用い、コンクリート部材については、材料係数 $\gamma_m=1.3$ とした。

荷重は、自重 w_g およびプレストレス荷重 P_s をまず載荷し、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載荷点に作用させた。その後載荷点を水平方向に変位制御で F_H (L2地震時設計荷重

=2700kN) , F_M (L2地震時設計荷重=100.0MN・m) の比率を保って漸増载荷した。ねじりモーメントは考慮しなかった。

5. 解析結果

5. 1 定着部の引抜き挙動

a)定着部の解析モデルについて、タワー最下部の部材回転角と曲げモーメントMとの関係を図-9に示す。解析と実験とを比較すると、両者は約3000kN・m (引抜き側のせん断補強鉄筋の降伏前後) まではよく一致している。その後も、実験値の方がやや回転角が大きい挙動となっているが、最大曲げモーメントの値は、実験値の4163kN・mに対して解析値は4270kN・mとほぼ一致した。これは縮尺を考慮したL2地震時設計曲げモーメント (1027kN・m) に対して、いずれも4倍以上の値である。

図-10に最大荷重時のひび割れ分布図を示す。引抜き側はアンカープレートから水平に、押込み側はアンカープレートの外側に鉛直にひび割れが生じており、その傾向は実験とよく一致した。また図-11に、最大荷重時の最大せん断ひずみ分布図を示す。引抜き側ではアンカープレートを起点として、内側には水平方向に、外側には水平方向だけでなく45度方向にもひずみが大きい領域を確認できる。曲げモーメントの増大に伴い、中立軸が移動するため引抜き側の最大せん断ひずみが大きい領域は、次々に円周方向へ拡がり、最大荷重時には押込み側の内壁にまで達している。押込み側は、ベースプレート近傍の要素のひずみが大きい。また、放射方向鉄筋が配置されている場所ではひずみは小さいが、その間ではひずみが大きい。これは放射方向鉄筋が、ベースプレート下の鉛直方向の圧縮割裂ひび割れに対して抵抗していることを意味している。

図-12・図-13に、それぞれ引抜き側・押込み側のせん断補強鉄筋のひずみとタワー基部の曲げモーメントMとの関係を示す。引抜き側のせん断補強鉄筋は、積分点番号70994と70988との間に配置されている。この場所に対応する実験時のひずみVT0-c+0のひずみは、概ね実験を再現できている。押

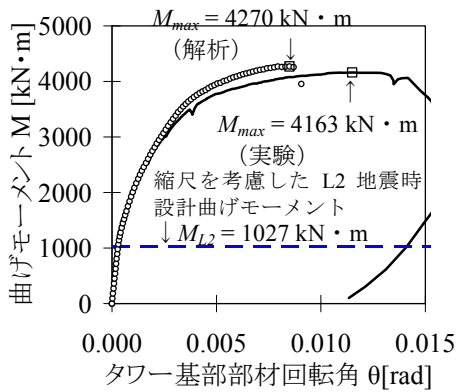


図-9 タワー基部曲げモーメント一回転角関係

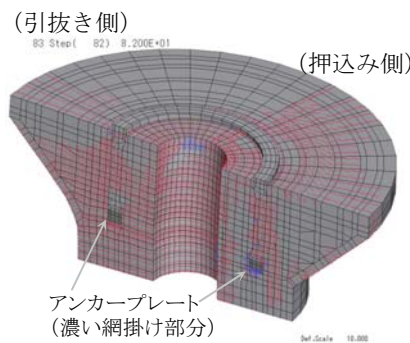


図-10 ひび割れ分布図 (最大荷重時 M=4270kN・m)

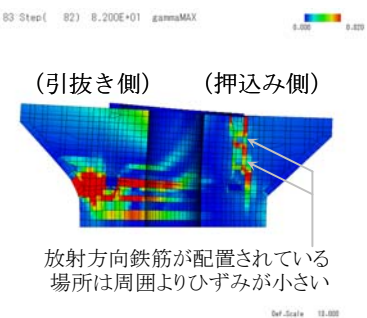


図-11 最大せん断ひずみ分布 (最大荷重時 M=4270kN・m)

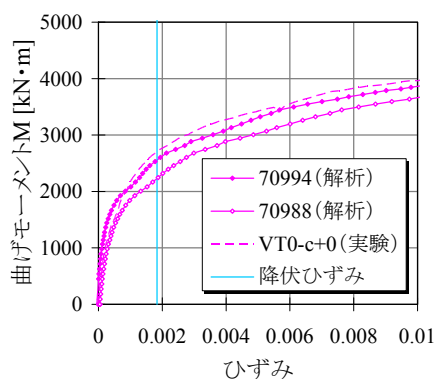


図-12 引抜き側せん断補強鉄筋ひずみ

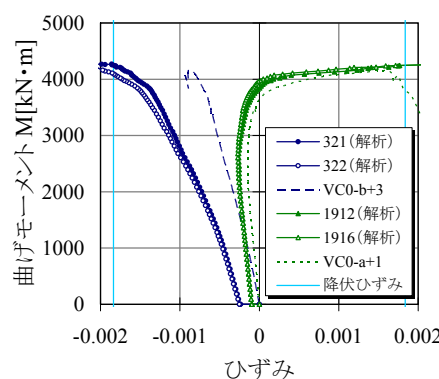
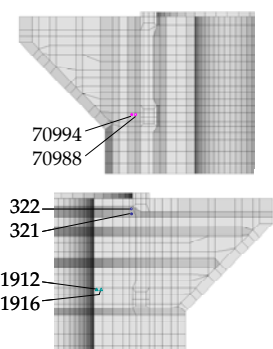


図-13 押込み側せん断補強鉄筋ひずみ



込み側の鉄筋ひずみについては、積分点番号321・322に対応する実験時のひずみがVC0-b+3、積分点番号1912・1916に対応する実験時のひずみがVC0-a+1となっている。ベースプレート近傍のひずみVC0-b+3については、解析では最大曲げモーメント付近で鉄筋が降伏する結果となっているが、実験値は解析値より小さかった。一方、内壁付近の鉄筋ひずみVC0-a+1については、曲げモーメントの増大に伴い曲げ中立軸が移動し、実験では3500kN・m付近で圧縮から引張に転じ、その後最大曲げモーメント近くで降伏している。対応する解析値も、同様の挙動となっている。総じて、COM3dによる解析は、構造実験をよく再現できている。

5. 2 全体系の崩壊挙動

b)全体系の解析モデルについて、図-14 にタワー最下部の部材回転角と曲げモーメント M との関係を示す。回転角は実験と同様に算定した。底面に接合要素を配置し、剥離を考慮できるケースでは、基礎の転倒が崩壊挙動に支配的であった。図-16 に示すように、M=160.5MN・m で傾斜外壁の最下部の RC 要素が圧縮強度に達し、M=164.5MN・m で荷重が上昇しなくなった。一方、基礎底面を全自由度固定としたケースでは、鉛直外壁の曲げ降伏が終局強度に支配的で、最大曲げモーメントは312.4MN・mとなった。尚、洋上風車タワー筒身の初降伏は、147.5MN・mで生じる。

図-15 に、L2 地震設計荷重時 (100.0MN・m) のひび割れ分布図を示す。鉛直外壁に曲げひび割れは生じているものの、アンカープレートを開始とするひび割れは、引抜き側外面までは達していない。以上のように、中空構造を有する洋上風車タワーの基礎定着部について、引抜き耐力が十分あることを確認することができた。

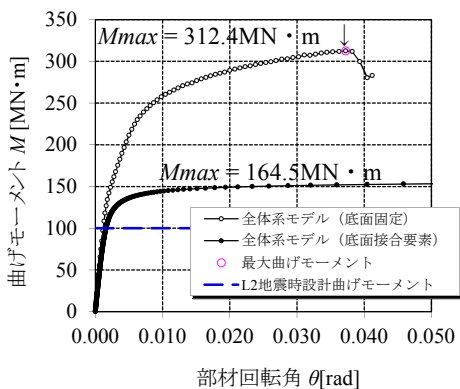


図-14 タワー基部曲げモーメント一回転角関係

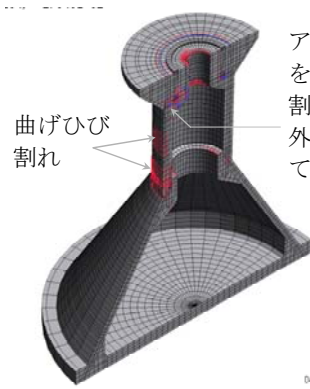


図-15 ひび割れ分布図 (L2 地震時 M=100MN・m)

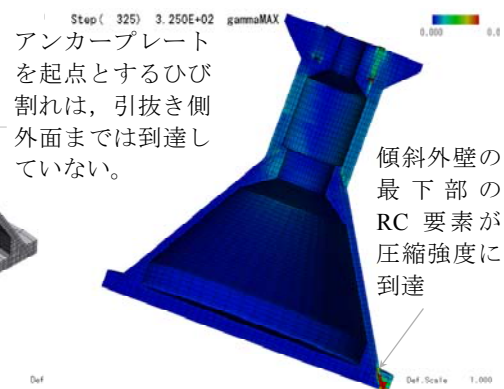


図-16 最大せん断ひずみ分布 (M=160.5MN・m)

6. おわりに

洋上風車基礎におけるタワー接合部の縮小模型試験体を用いた載荷実験により、適切な補強により破壊モードはコーン状破壊ではなく曲げ破壊であること、L2地震時の曲げモーメントに対して4倍程度の耐力を有していることを確認した。また、定着部をモデル化したFEM解析により載荷実験を再現できることを、全体系のFEM解析により破壊モードは基礎の転倒または鉛直壁部の曲げ破壊であることを確認した。

本報文中で報告した内容は、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。

参考文献

- 1) 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年9月
- 2) 土木学会：風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 [2010年版]，2010年12月
- 3) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON PRESS, 2003.