

非線形 FEM 解析に基づく風車無筋ペデスタルの耐力評価式の提案

Design formulae on concrete capacity of wind turbines pedestal based on the non-linear FEM analysis

佐野健彦*, 石原孟**

Takehiko Sano, Takeshi Ishihara

*修士(工学), 日本国土開発株式会社, 東京本店土木技術部 (〒107-8467 東京都港区赤坂 4-9-9)

takehiko.sano@n-kokudo.co.jp

**博士(工学), 東京大学大学院教授, 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

The concrete capacities of wind turbine pedestals are investigated by using the non-linear FEM analysis. It is found that the type of failure mode of concrete pedestal is due to bending moment. The design formulae are proposed to consider the effects of compressive strength of concrete, embedded depth of the anchor bolt and pedestal size.

Key Words: Wind turbine pedestals, design formulae on concrete capacity, non-linear FEM analysis

キーワード: 風車ペデスタル, コンクリート耐力評価式, 非線形 FEM 解析

1. はじめに

我が国における風力発電の設備容量は, 2011 年度末時点で 255.6 万 kW に達し, 風車設置数も 1870 基を超えている¹⁾。風力発電設備支持物は, ペデスタルを介して鋼製タワーとコンクリート基礎が鋼製アンカーボルトまたはアンカーリングによって, 異種材料の継手構造として接続されているため, 応力状態が複雑である。また, 風力発電設備支持物の構造形式は, 一般的には片持ち梁構造であり, 発電機をタワー頂部に有するトップヘビーという特徴的な支持構造であることから, 強風や地震が作用した際には, 鋼製タワーとペデスタルに大きな荷重が作用する。これまでに, 日本特有の自然環境および地形条件に起因する強風により, 風力発電設備支持物の基礎が崩壊するといった重大事故が報告^{2)~6)}されている。図-1⁷⁾は, 終局耐力を超える曲げモーメントが作用し, コンクリート基礎接合部がコーン破壊を起こしてアンカーボルト並びにアンカープレートごとペデスタルから抜け出し, タワーが倒壊した事故例である。このため, アンカーボルトの引抜き耐力を適切に評価することが安全性確保のために非常に重要である。

風力発電設備基礎接合部アンカーボルトの抜け出しに対する耐力評価法は, 風車の国際基準である IEC61400 には基礎の設計方法としての規定がない。現在, タワーおよび基礎の設計要件 IEC61400-6 として策定中である。

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-02)の Appendix D⁸⁾(以下, ACI 指針)には, コンクリートの設計基準強度の平方根と, コーン状破壊面角度を 35°と仮定した四角錐状破壊面の有効水平投影面積の積で表わす評価式が示されているが, Morgan⁹⁾らは, ACI 指針⁸⁾に示された, アンカーボルトの引抜きに対する評価法は, 埋込み深さの適用範囲が, 27.9cm~63.5cm であるため, 風力発電設備支持物の基礎のように規模の大きいアンカーは適用範囲外であることを指摘している。さらに, ACI 指針⁸⁾は, 1 本のアンカーボルトの引抜きを想定した評価式であることから, 円周上に配置された複数本のアンカーボルトによって構成されている風力発電設備基礎接合部には適用出来ない点も指摘している。国内においては, 無筋コンクリートに対するコーン状破壊強度の平均値がコンクリートの設計基準強度の平方根と, コーン状破壊面角度を 45°と仮定した円錐状の破壊面の有効水平投影面積の積で表す方法が各種合成構造設計指針(日本建築学会)¹⁰⁾(以下, 各種合成構造設計指針)に示されているが, 数 10cm オーダーといった小規模なアンカーを対象としているため, 数 m オーダーといった大規模な風力発電設備基礎接合部には適用出来ない。

一方, 大規模なものに対する既往の研究では, 保田ら¹¹⁾が吊橋等の主塔基部正方形基礎のアンカー構造物を対象に耐力に及ぼす影響としてアンカーボルトの埋込み深さや寸法比を変えた実験を行い, 曲げ耐力の評価式を



図-1 接合部コーン破壊の例⁷⁾

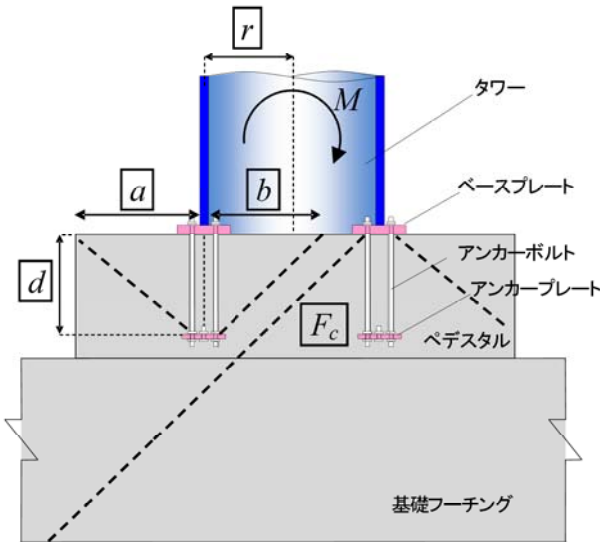


図-2 支配パラメータの定義

提案しているが、風力発電設備基礎接合部は、タワーと共に一般的に円形あるいはそれに近い多角形の鉄筋コンクリート構造物であることより、基礎内の応力分布が矩形配置と円形配置では異なるため、そのまま風力発電設備基礎接合部の耐力評価式として適用することは出来ない。風力発電設備支持物構造設計指針・同解説[2007年版]⁷⁾(以下、JSCE 風車指針)では風車倒壊事故調査の際に行った FEM 解析の結果¹²⁾に基づき、アンカー材の引抜きに対する耐力式が提案された。JSCE 風車指針では、図-2 に示す接合部の形状を表すパラメータとして、コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影長さにおける、アンカーボルトの外側長さ a と内側長さ b との比を考慮した、接合部の寸法に関する補正係数 a/b を提案していた。しかし、引抜きに対するコンクリート分担力は寸法比 a/d (コーン状破壊面角度を 45° と仮定したため $b=d$)のほか、埋込み深さ比 r/d に依存するため、寸法比に関する補正係数と埋込み深さ比に関する補正係数の両者を考慮する必要がある。石原らによる最近の研究¹³⁾からも風力発電設備基礎接合部の引抜き耐力はアンカーボルトの埋込み深さ比 r/d による影響、ペDESTALの寸法

比 a/d による影響、コンクリートの圧縮強度 F_c による影響の 3 パラメータの影響を受けることが明らかにされているが、耐力評価式は示されていない。

JSCE 風車指針の評価式の有用性は幾つかの代表的な風力発電設備基礎を対象とした模型実験^{14),15)}および FEM¹⁶⁾により実証され、現在風車ペDESTALの設計に用いられているが、限られた FEM 解析の結果に基づいて提案された式であることから、今後さらなる大型化が予想される風車では適用出来ない可能性がある。

以上のことを踏まえ、本研究では、風車ペDESTALの耐力を支配するパラメータのうちペDESTALの強度特性に影響を及ぼすアンカーボルトの埋込み深さ比 r/d による影響、ペDESTALの寸法比 a/d による影響、コンクリートの圧縮強度 F_c による影響の 3 パラメータに着目し、各パラメータを系統的に変化させた FEM 解析により、風車ペDESTALの破壊メカニズムを明らかにするとともに無筋ペDESTALの耐力評価式を提案するものである。

2. 風力発電設備基礎接合部 FEM 解析の概要

本研究では、東京大学コンクリート研究室によって開発された鉄筋コンクリート構造物の 3 次元 FEM 解析コード COM3^{17),18)}を用い、モデル化に際しては、文献^{13),16)}による方法を踏襲し、変位増分法により解析を行った。要素は 3 次元 8 節点ソリッド要素を用いてモデル化した。求解法は、修正 Newton-Raphson 法を用い残差力が収束判定基準を満たすまで繰返し計算を行った。

2.1 材料構成則

本研究では、岡村・前川らによって提案されている構成則^{17),18)}を用いた。コンクリートの圧縮領域には、式(1)に示す 1 軸圧縮モデルに基づく弾塑性破壊型のモデルを適用した。

$$\sigma' = \omega K_0 E_0 (\varepsilon' - \varepsilon'_p) \quad (1)$$

ただし、

$$K_0 = \exp\{-0.73\varepsilon'_{\max}(1 - \exp(-1.25\varepsilon'_{\max}))\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{\max} - \frac{20}{7}\{1 - \exp(-0.35\varepsilon'_{\max})\}$$

ここで、 σ' は圧縮強度で正規化した応力、 ω はひび割れ低減係数、 K_0 は弾性剛性残存率、 E_0 は定数であって、本研究では 2.0 を用いた。 ε' は圧縮強度に対応したピークひずみで正規化したひずみ、 ε'_p はピークひずみで正規化した塑性ひずみ、 $\varepsilon'_{\max}$ はピークひずみで正規化した経験最大ひずみである。コンクリートの引張領域には、ひび割れ直交方向の平均応力-平均ひずみ関係を式(2)で表す指数関数で表現したモデルとした。圧縮載荷履歴の影響については引張強度低減係数($R_f=K_3$)を用いた。

$$\sigma = R_f f_t (\varepsilon_m / \varepsilon)^c \quad (2)$$

表-1 風力発電設備基礎部のコンクリート物性値¹⁹⁾

圧縮強度 F_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比 ν
18	1.580	22000	0.17
24	1.914	25000	
30	2.221	28000	
40	2.690	31000	
50	3.122	33000	

表-2 境界接合要素の物性値

	圧縮剛性(N/mm ²)	引張剛性(N/mm ²)	せん断剛性(N/mm ²)
BOND 要素	100000	0.01	10700

表-3 アンカーボルトの諸元

	本数	径(mm)	弾性係数(N/mm ²)	降伏強度(N/mm ²)	有効面積(mm ²)
アンカーボルト	2×64	36	200000	900	816.7

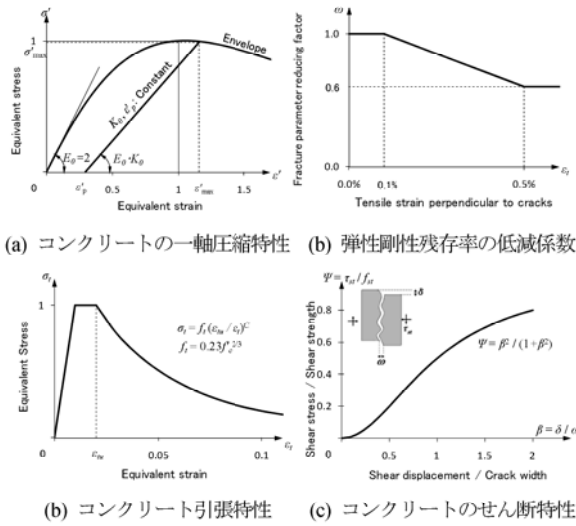


図-3 材料構成則^{17),18)}

ここで、 σ は引張応力、 R_f は引張強度低減係数、 f_t はコンクリートの引張強度であり、表-1 に示す圧縮強度に対応した入力物性値を用いた。各圧縮強度に対応する物性値は土木学会コンクリート標準示方書¹⁹⁾に従って定めた。コンクリートの引張強度 f_t は式(3)により算出した。

$$f_t = 0.23 F_c^{2/3} \quad (3)$$

ここで、 F_c はコンクリートの圧縮強度である。 ε_m はひび割れ発生ひずみ、 ε は引張ひずみ、 c は付着性状を表す定数であり、本研究では、0.4を用いた。無筋領域やひび割れと鉄筋の方向が平行に近い場合には、破壊力学的の見地に基づき、式(2)および式(4)に基づいて、破壊エネルギーと要素寸法から求める。

$$\int_{\varepsilon_m}^{\varepsilon_{le}} \sigma d\varepsilon + \frac{1}{4} f_t \varepsilon_m = \frac{G_f}{l} \quad (4)$$

ここで、 ε_{le} は終局引張ひずみ、 G_f は破壊エネルギー、 l は

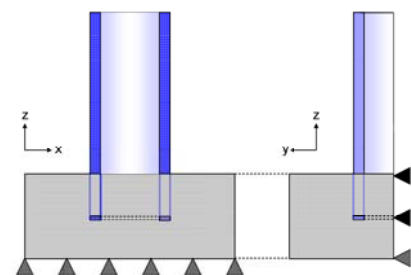
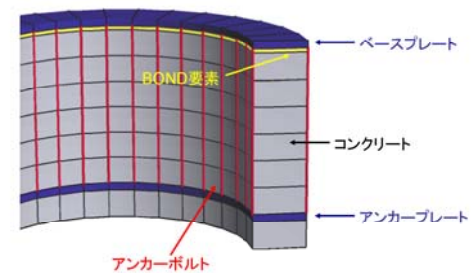
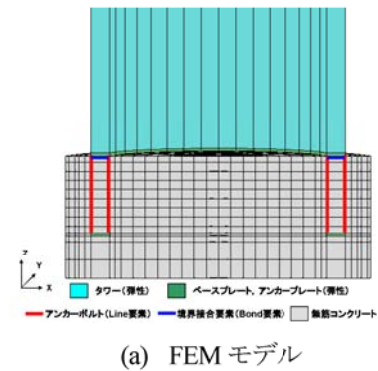


図-4 解析モデルの概要

要素寸法である。ひび割れ面でのせん断挙動には、接触面伝達密度関数に基づくせん断伝達モデルを採用した。ひび割れ面での応力伝達モデルは、式(5)を用いた。

$$\tau_{st} = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (5)$$

ここで、 τ_{st} はせん断応力、 f_{st} は終局せん断伝達強度 ($=3.83f_c^{1/3}$)、 β はひび割れ面におけるせん断ひずみと開口ひずみの比である。ただし、本研究は無筋ペデスタルを対象としているため式(2)は用いていない。

2.2 モデル化

FEM モデルは、地盤による影響は少ないと判断しフーチングはモデル化せず、ペデスタル部および鋼製タワーをモデル化の対象とした。一般的にフーチングは、剛体判定によって剛であると考え、地盤が良い場合は直接基礎、軟弱地盤の場合は杭基礎による支持構造とする。また、ペデスタルはフーチングと比較すると規模が非常に小さく相対変形量は小さいと判断出来るため、ペデスタルとフーチングは一体であると見なせることから地盤の変形がペデスタルに及ぼす影響は非常に小さいと考えたためである。コンクリート部分は、無筋コンクリート要素、タワーおよびベースプレートおよびアンカープレート部分は、弾性要素でモデル化し、応力伝達機構のモデル化としてタワー脚部から伝達される引張力が、アンカーボルトを介し直接アンカーボルトに伝達されるように、アンカーボルトは軸力のみを伝達する線材要素とし材料構成則はバイリニアでモデル化し、ベースプレートとアンカープレートの端部のみで結合させた。本研究では、アンカーボルトの埋込み深さ比 r/d による影響、ペデスタルの寸法比 a/d による影響、コンクリートの圧縮強度 F_c による影響の3パラメータに着目しているため、アンカーボルトの初期張力は与えていない。円筒状構造物である風力発電設備支持物の対称性を考慮して、1/2 断面モデルを採用した。要素分割については、図-4(a)に示すペデスタルの形状を円形として円周方向に16分割、鉛直方向に13分割とした。アンカーボルトおよび境界接合要素は、図-4(b)に示すようにモデル化を行った。モデル化にあたり、実際の風車を想定して同じ面積になるよう表-3に示す本数とした。ベースプレートとペデスタルの境界には、材料の不連続性を再現出来る境界接合要素を配置し、圧縮応力が作用した時にはタワー脚部からペデスタルに直接圧縮力が伝達され、引張応力が作用した時にはベースプレートとペデスタルが離隔するモデルとした。アンカーボルトと風力発電設備基礎ペデスタルにはアンカーボルトのアンボンドを模擬するために用いた境界接合要素の物性値およびアンカーボルトの諸元を表-2および表-3に示す。ここで、境界部接合要素の物性値は既往の研究¹³⁾を参考に定めた。アンカープレート幅は、すべての解析ケースにおいて310mm一定とした。

境界条件の設定は、図-4(c)に示すように1/2対称断面モデルの対称条件を考慮して、モデル底部(ペデスタル下端)については、 x 、 y 、 z 方向の変位を拘束する完全固定境界、モデル側部(ペデスタル側部)については、 y 方向の変位のみを拘束したローラ支承とした。初期応力状態を再現するため構造系全体に対して重力による自重解析を実施した後に、タワー頂部(高さ66m)に変位制御による単調載荷3.0mm/step(強制変位量一定)を行い基礎に対して転倒モーメントを与えた。タワー脚部に作用する転倒モーメント M は、タワー頂部の反力にタワーの高さを乗じて得られたモーメントとして、式(6)によって算出した。

$$M = H \times R \quad (6)$$

ここで、 H はタワーの高さ(m)、 R はタワー頂部における水平方向の反力(kN)である。

3. 風力発電設備基礎接合部 FEM 解析の結果

本章では、FEM 解析結果に基づき支配パラメータの抽出と接合部引抜き耐力の性状について示す。FEM 解析モデルおよび FEM コードとその結果は、実験との比較を行いその妥当性はすでに確認されている^{14),15),16)}。

3.1 支配パラメータの抽出

解析モデルは、ペデスタルの強度特性に影響を及ぼすアンカーボルトの埋込み深さ比 r/d による影響、ペデスタルの寸法比 a/d による影響、コンクリートの圧縮強度 F_c による影響の3パラメータを着目要因として3タイプのモデルに分類した。その着目要因と諸元の組み合わせを表-4に示す。JSCE 風車指針⁷⁾に示されているペデスタル耐力評価式は埋込み深さが、 $1150 \leq d \leq 1260\text{mm}$ の範囲において FEM 解析を行った結果に基づいて提案された式であるとともにアンカーボルトの埋込み深さ比 r/d による影響を考慮した式とはなっていない。本研究では、アンカーボルトの埋込み深さ比 r/d による影響を考慮した評価式を提案するため、アンカーボルトの埋込み深さ $d=1150\text{mm}$ 、 1260mm を解析モデルの対象とした。また、最近の風車は大型化の傾向にあることを考慮し、アンカーボルトの埋込み深さ d がより深い2000mmを加えた解析モデル計3種類を対象にした。ここでアンカーボルトの埋込み深さだけによる分類では多くの形状のペデスタルの耐力性状を把握することは困難であるため、アンカーボルトの埋込み深さ d を基準として、ペデスタルの寸法 a およびタワー半径 r を系統的に変化させ、埋込み深さ d に関して無次元化した。着目要因はアンカーボルトの埋込み深さ比によりタイプ1~3の3分類に大別される。タイプ3はアンカーボルトの埋込み深さが比較的浅いモデルであり、大型風車をモデル化したものである。次に、それぞれの埋込み深さに対するペデスタルの寸法比 a/d の影響については、タイプ1およびタイプ2に関しては3分類とし、 a/d が大きくなるとペデスタル外側コ

表-4 ペデスタルの着目要因および諸元表

タイプ	タイプ 1		
	$r/d=1.0$ $a/d=0.33$ ペデスタル $a=380\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=1150\text{mm}$ $a=410\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=1260\text{mm}$ $a=660\text{mm}$ $d=2000\text{mm}$ の時 $r=2000\text{mm}$	$r/d=1.0$ $a/d=0.6$ ペデスタル $a=690\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=1150\text{mm}$ $a=755\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=1260\text{mm}$ $a=1200\text{mm}$ $d=2000\text{mm}$ の時 $r=2000\text{mm}$	$r/d=1.0$ $a/d=1.0$ ペデスタル $a=1150\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=1150\text{mm}$ $a=1260\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=1260\text{mm}$ $a=2000\text{mm}$ $d=2000\text{mm}$ の時 $r=2000\text{mm}$
タワー端部からの縁端距離 $a(\text{mm})$	380,410,660	690,755,1200	1150,1260,2000
アンカーボルトの埋込み深さ $d(\text{mm})$	1150,1260,2000	1150,1260,2000	1150,1260,2000
タワー中心半径 $r(\text{mm})$	1150,1260,2000	1150,1260,2000	1150,1260,2000
コンクリートの圧縮強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	18,30,40	30	18,24,30,40,50
埋込み深さ比による影響 r/d	1.0	1.0	1.0
ペデスタルの寸法比による影響 a/d	0.33	0.6	1.0
タイプ	タイプ 2		
	$r/d=1.54$ $a/d=0.33$ ペデスタル $a=380\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=1770\text{mm}$ $a=410\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=1935\text{mm}$	$r/d=1.54$ $a/d=0.6$ ペデスタル $a=690\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=1770\text{mm}$ $a=755\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=1935\text{mm}$	$r/d=1.54$ $a/d=1.0$ ペデスタル $a=1150\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=1770\text{mm}$ $a=1260\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=1935\text{mm}$
タワー端部からの縁端距離 $a(\text{mm})$	380,410	690,755	1150,1260
アンカーボルトの埋込み深さ $d(\text{mm})$	1150,1260	1150,1260	1150,1260
タワー中心半径 $r(\text{mm})$	1770,1935	1770,1935	1770,1935
コンクリートの圧縮強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	30	30	18,24,30,40,50
埋込み深さ比による影響 r/d	1.54	1.54	1.54
ペデスタルの寸法比による影響 a/d	0.33	0.6	1.0
タイプ	タイプ 3		
	$r/d=2.0$ $a/d=0.33$ ペデスタル $a=380\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=2300\text{mm}$ $a=410\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=2520\text{mm}$	$r/d=2.0$ $a/d=1.0$ ペデスタル $a=1150\text{mm}$ $d=1150\text{mm}$ の時 $r=2300\text{mm}$ $a=1260\text{mm}$ $d=1260\text{mm}$ の時 $r=2520\text{mm}$	
タワー端部からの縁端距離 $a(\text{mm})$	380,410	1150,1260	
アンカーボルトの埋込み深さ $d(\text{mm})$	1150,1260	1150,1260	
タワー中心半径 $r(\text{mm})$	2300,2520	2300,2520	
コンクリートの圧縮強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	18,30,40	18,30,40	
埋込み深さ比による影響 r/d	2.0	2.0	
ペデスタルの寸法比による影響 a/d	0.33	1.0	

ンクリートの拘束力が耐力に及ぼす影響について考慮したモデルである。また、ペデスタルの寸法比 a/d の取り得る範囲については $a/d \leq 0.3$ の解析ケースについても検討を行ったが、実構造物における存在可能性が低いことから本研究では検討範囲として $0.33 \leq a/d \leq 1.0$ とした。コンクリートの圧縮強度が耐力に及ぼす影響については、コンクリートの圧縮強度に比例⁷⁾することが示されている。本研究では、代表ケースとして解析ケース 10～14(タ

イプ 1)に示される 5 ケースにおいてコンクリートの圧縮強度を $18 \sim 50 \text{N/mm}^2$ まで変化させてコンクリートの圧縮強度が耐力に及ぼす影響について調べた。

3.2 接合部引抜き耐力性状

図-5～図-7 は、表-5 のケース No.12 を例としてペデスタル部の主ひずみコンターと変形図を示している。図中の解析 step 時の曲げモーメント-回転角の関係は、

表-5 無筋ペデスタル接合部を対象とした FEM 解析結果

ケース No.	タイプ	諸元組み合わせ				着目要因		解析結果 最大曲げ モーメント
		タワー端部からペデスタル端部までの距離	アンカーボルトの埋込み深さ	タワー中心半径	コンクリートの圧縮強度	埋込み深さによる影響	ペデスタルの寸法比による影響	
		a (mm)	d (mm)	r (mm)	F_c (N/mm ²)	r/d	a/d	
1	タイプ 1	380	1150	1150	30	1.00	0.33	14657
2		410	1260	1260	18	1.00	0.33	11839
3		410	1260	1260	30	1.00	0.33	15294
4		410	1260	1260	40	1.00	0.33	18349
5		660	2000	2000	30	1.00	0.33	46063
6		690	1150	1150	30	1.00	0.60	19956
7		755	1260	1260	30	1.00	0.60	22851
8		1200	2000	2000	30	1.00	0.60	60095
9		1150	1150	1150	30	1.00	1.00	24702
10		1260	1260	1260	18	1.00	1.00	19753
11		1260	1260	1260	24	1.00	1.00	22941
12		1260	1260	1260	30	1.00	1.00	26190
13		1260	1260	1260	40	1.00	1.00	30415
14		1260	1260	1260	50	1.00	1.00	33654
15		2000	2000	2000	30	1.00	1.00	78436
16	タイプ 2	380	1150	1770	30	1.54	0.33	34050
17		410	1260	1935	30	1.54	0.33	34822
18		690	1150	1770	30	1.54	0.60	43972
19		755	1260	1935	30	1.54	0.60	45414
20		1150	1150	1770	30	1.54	1.00	49872
21		1260	1260	1935	18	1.54	1.00	40149
22		1260	1260	1935	24	1.54	1.00	47076
23		1260	1260	1935	30	1.54	1.00	52377
24		1260	1260	1935	40	1.54	1.00	61755
25		1260	1260	1935	50	1.54	1.00	68884
26	タイプ 3	380	1150	2300	30	2.00	0.33	60590
27		410	1260	2520	18	2.00	0.33	43737
28		410	1260	2520	30	2.00	0.33	63148
29		410	1260	2520	40	2.00	0.33	71542
30		1150	1150	2300	30	2.00	1.00	81486
31		1260	1260	2520	18	2.00	1.00	65604
32		1260	1260	2520	30	2.00	1.00	89461
33		1260	1260	2520	40	2.00	1.00	101802

※ 最大曲げモーメントの値はピーク時の荷重を示す。

図-8(a)に示すように、29step は、曲げモーメントの最大値を示している。各解析ケースともアンカープレート近傍から水平方向に近い輪切り状のひび割れが生じ、急激な破壊に至った。アンカープレート同高位置で、1/2 対称面近傍におけるコンクリートひずみ挙動を追跡すると、載荷に伴って引張側アンカープレート近傍のコンクリートから水平方向に徐々にひび割れが伝達され、ひび割れが引張側コンクリートの外縁に到達した後に耐力低下に至る。それ以降は円周状に配置されたアンカープレートに沿って応力の再配分を行って、中立軸を移動しながら

外力に抵抗している。表-5 にタイプ毎に分類した 33 ケースの FEM 解析結果を示し、抽出した各パラメータが無筋ペデスタルの最大耐力に及ぼす影響について示す。図-8(a)は、表-5 における解析ケース 10~14(タイプ 1)に示される 5 ケースについて、タワー端部からペデスタル端部までの距離 $a=1260\text{mm}$ 、アンカーボルトの埋込み深さ $d=1260\text{mm}$ 、タワー中心半径 $r=1260\text{mm}$ を同一とし、コンクリートの圧縮強度を $18\sim 50\text{N/mm}^2$ として系統的に変化させ、コンクリートの圧縮強度が無筋ペデスタルの最大耐力に及ぼす影響について示したものである。

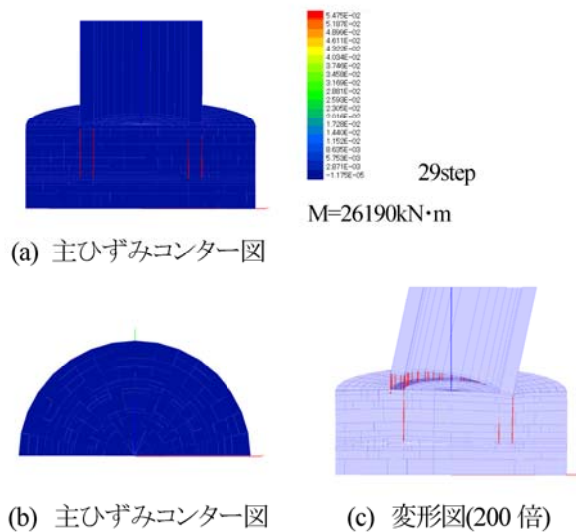


図-5 最大荷重時(29step)のコンターおよび変形図

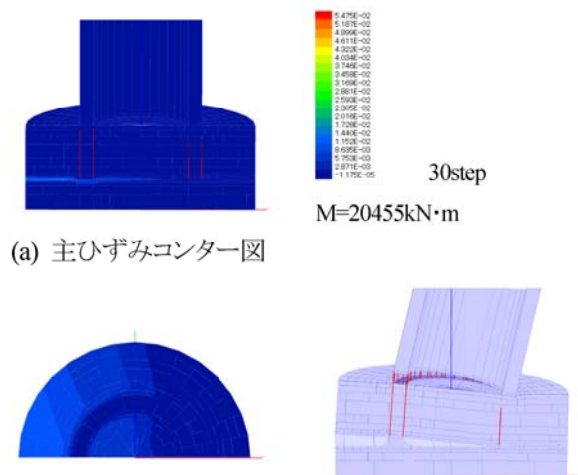


図-6 最大荷重経過後(30step)コンターおよび変形図

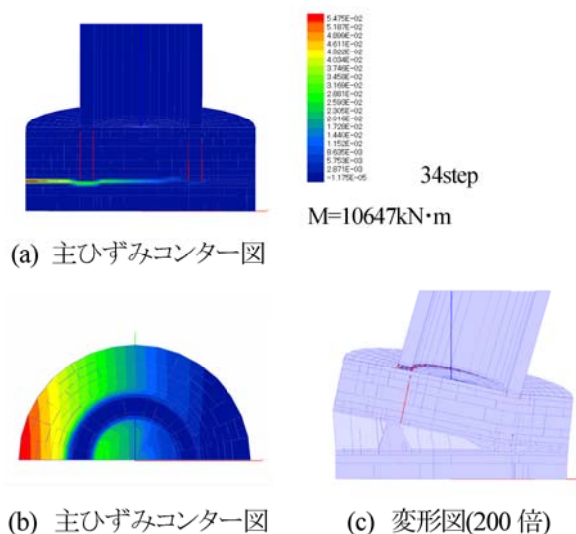


図-7 最大耐力時(34step)のコンターおよび変形図

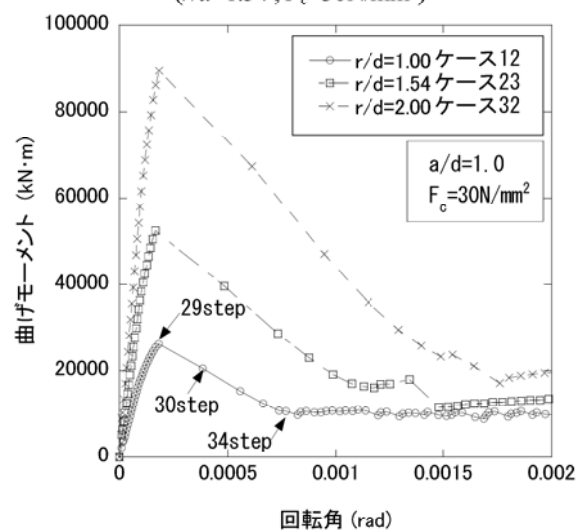
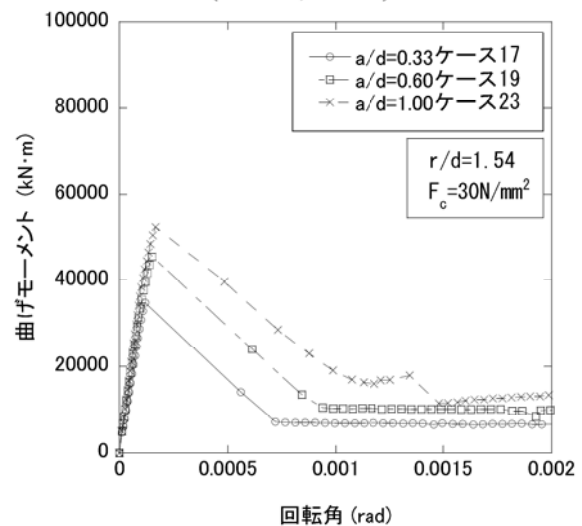
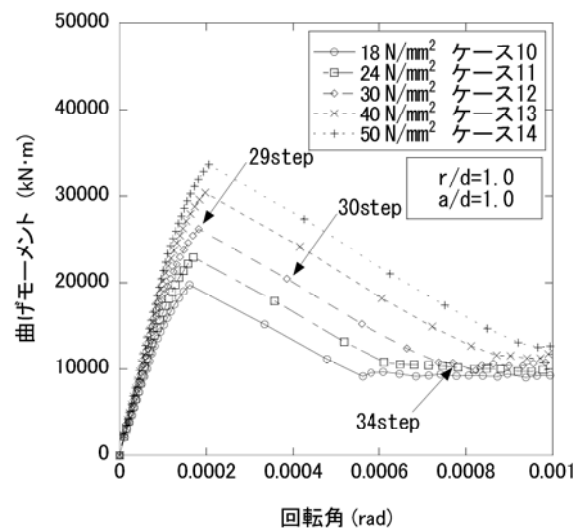


図-8 無筋ペデスタル接合部を対象とした FEM解析結果

図-8(a)の横軸は回転角を示しており、グラフの縦軸は作用曲げモーメント(kN・m)を示している。圧縮強度が大きいほど無筋ペダスタルの耐力も大きくなり最大耐力を示した後は急激に脆性的な破壊モードに移行するといった挙動を示した。また、最大耐力までの挙動はほぼ同一線上に推移しコンクリートの圧縮強度が高いペダスタルほど最大耐力も高い結果を示した。これらの結果から無筋ペダスタルの耐力は圧縮強度に比例する関係があることが予想出来る。図-8(b)は、表-5における解析ケース17, 19, 23(タイプ2)に示される3ケースについて、アンカーボルトの埋込み深さ $d=1260\text{mm}$ 、タワー中心半径 $r=1935\text{mm}$ は同一とし、タワー端部からペダスタル端部までの距離を $a=410\text{mm}$, 755mm , 1260mm とした結果である。図-8(b)の横軸は回転角を示しており、グラフの縦軸は作用曲げモーメント(kN・m)を示している。解析ケース17($a=410\text{mm}$)は、最大曲げモーメントが $34822\text{kN}\cdot\text{m}$ であるのに対して、解析ケース23($a=1260\text{mm}$)は、最大曲げモーメントが $52377\text{kN}\cdot\text{m}$ である。このことから、タワー端部からペダスタル端部までの距離が大きい方が最大耐力も高くなることが示された。図-8(c)は、ペダスタルの埋込み深さの影響について示した図である。JSCE 風車指針⁷⁾では、このパラメータに関する考察および提案はされていない。ここでは埋込み深さ比による評価とし、寸法比 $a/d=1.0$ の一定値とした。表-5における解析ケース12, 22, 32(タイプ1~3)に示される3ケースについて、タワー端部からペダスタル端部までの距離 $a=1260\text{mm}$ 、アンカーボルトの埋込み深さ $d=1260\text{mm}$ を同一とし、タワー中心半径を $r=1260\text{mm}$, 1935mm , 2520mm とした結果である。図-8(c)の横軸は回転角を示しており、グラフの縦軸は作用曲げモーメント(kN・m)を示している。解析ケース12($r/d=1.0$)は、最大曲げモーメントが $26190\text{kN}\cdot\text{m}$ であるのに対して、解析ケース32($r/d=2.0$)は、最大曲げモーメントが $89461\text{kN}\cdot\text{m}$ である。解析ケース32は、解析ケース12に対して、相対的にアンカーボルトの埋込み深さが浅いことを示している。埋込み深さが相対的に浅い風車基礎であっても、風車タワーの径が大きくなると断面係数が大きくなり、結果として最大曲げモーメントは大きい値になったと考える。

4. 風力発電設備基礎接合部耐力評価式の提案

ペダスタルの形状と風力発電設備基礎耐力との関係について考察する。アンカーボルト引抜き破壊の場合、柱や梁のように外力が外から加わる構造物とは異なり、タワー頂部に作用した外力はアンカープレートを通じてペダスタル内部から作用する。従って、アンカープレートの位置を含めた風力発電設備基礎の形状による耐力への影響について検討する必要がある。無筋ペダスタルの最大耐力は、コンクリートの圧縮強度、ペダスタルの寸法比による影響、埋込み深さによる影響等の多くの因子を

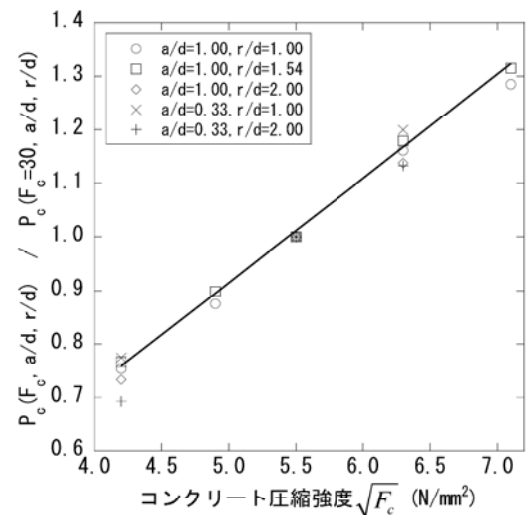


図-9 コンクリートの圧縮強度の影響

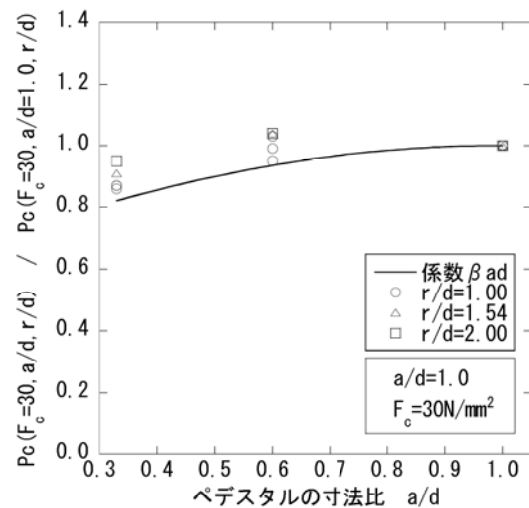


図-10 寸法比 a/d が耐力に与える影響

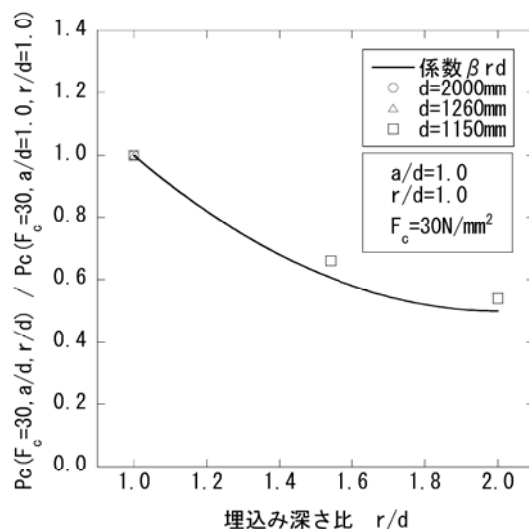


図-11 埋込み深さ比 r/d が耐力に与える影響

有しており、それぞれがペデスタルの耐力を支配するパラメータであることを前章の解析結果により示した。無筋ペデスタルの耐力は前章で述べた各パラメータについて式(7)に示す一次結合で与えられると仮定した。

$$P_c = C_c \beta_{ad} \beta_{rd} \beta_d \beta_n \times F_c^\alpha D_c, D_c = a + b \quad (7)$$

ここで、 P_c はアンカーボルトの抜け出しに対するコンクリートの分担力(N/mm)であり、 C_c は比例係数、 β_{ad} は寸法比 a/d を考慮するための補正係数($0.33 \leq a/d \leq 1.0$)、 β_{rd} はアンカーボルトの埋込み深さ比 r/d を考慮するための補正係数($1.0 \leq r/d \leq 2.0$)による影響、 β_d はペデスタルの寸法効果による補正係数、 β_n はアンカーボルトの初期軸力による補正係数、 F_c^α はコンクリートの圧縮強度(N/mm²)に関する補正係数、 D_c は、コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影長さ(mm)で図-2に示した関係による。

(1) 寸法効果および初期軸力に関する補正係数

JSCE 風車指針⁷⁾では、コンクリート標準示方書¹⁹⁾の考え方を反映した寸法効果に関する補正係数 β_d として、アンカーボルトの埋込み深さの1/4 乗に比例するとしている。無筋コンクリートの場合には、極限として、線形破壊力学の理論値である、アンカーボルトの埋込み深さの1/2 乗の曲線に漸近することが既往の载荷実験¹¹⁾等々に示されている。この寸法効果に関しては、部材の有効高さが1mを超える構造物に対しても適用出来ることを示している。さらに破壊力学のアプローチによる考察としては、Bazant²⁰⁾はコンクリートの引張強度は部材有効高さ d と最大骨材寸法 d_a の比に依存し、その寸法効果は d/d_a が小さい範囲では引張強度は非線形破壊力学による破壊基準に従い d の3~4乗根に反比例する効果が現れるが、十分大きい範囲では引張り強度は線形破壊力学による破壊基準に近づき d の平方根に反比例する寸法効果が現れるとしている。本研究では、線形破壊力学の理論値を採用し(8)式とした。

$$\beta_d = \sqrt{1/d} \quad (\beta_d \leq 1.5) \quad (8)$$

ここで、 d はアンカーボルトの埋込み深さ(m)である。JSCE 風車指針⁷⁾では、引抜き耐力に影響を与える要素として、コンクリート分担力の比 β_n と初期軸力の影響を式(9)で与えている。

$$\beta_n = 1 - \frac{1}{2} \sigma_n / f_n \quad (0 \leq \sigma_n / f_n \leq 0.4) \quad (9)$$

ここで、 σ_n はアンカーボルトの並ぶ円周単位長さ当たりの初期軸力(N/mm)、 f_n は円周単位長さ当たりの支圧力(N/mm)を示す。 σ_n / f_n が1の場合は、初期軸力により支圧破壊している。過度な支圧力が作用するのは設計上望ましくないとした上で適用範囲を式(9)としている。本研究では、初期軸力は考慮していないため、 $\beta_n = 1.0$ とした。

(2) コンクリートの圧縮強度に関する補正係数

図-9は、表-5に示した33ケースのFEM解析結果にお

けるそれぞれの最大曲げモーメントに対して、縦軸を圧縮強度 $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ のときの曲げ耐力で除した $P_c (F_c = 30, a/d, r/d)$ とし、横軸はコンクリートの圧縮強度の平方根としてプロットした図である。この図から、コンクリートの分担力はコンクリートの圧縮強度の平方根に比例することがわかる。コーン破壊に対する抵抗力はコンクリートの圧縮強度の平方根に比例し、ACI指針⁸⁾や、各種合成構造指針¹⁰⁾の結果と同じであることが示された。

(3) 寸法比に関する補正係数

図-10は、寸法比 a/d が耐力に与える影響を示し、図中の実線は β_{ad} の評価式を示している。図-10の縦軸は各解析結果 $P_c (F_c = 30, a/d, r/d)$ を $F_c = 30$ および $a/d = 1.0$ の解析結果 $P_c (F_c = 30, 1.0, r/d)$ で除した値である。無筋ペデスタルの寸法比 a/d が大きくなるにつれて無筋ペデスタルの耐力が増大することがわかる。これは、コンクリートの水平方向の拘束力が増大することで、タワーの引抜き力への抵抗力が増大するためと考えられる。接合部のコンクリート分担分は、接合部の寸法比によって変化することがわかる。 a/d が極端に小さい場合には、水平ひび割れが発生すると、すぐに定着面の耐力が低下すると考えられる。

$$\beta_{ad} = -0.4(a/d - 1.0)^2 + 1.0 \quad (0.33 \leq a/d \leq 1.0) \quad (10)$$

(4) 埋込み深さ比に関する補正係数

図-11は、埋込み深さが耐力に与える影響を示し、図中の実線は β_{rd} の評価式を示している。図-11の縦軸は各解析結果 $P_c (F_c = 30, a/d, r/d)$ を、 r/d が等しく $a/d = 1.0$ の解析結果 $P_c (F_c = 30, 1.0, 1.0)$ で除した値である。 r/d が大きくなると、 β_{rd} の値が急激に小さくなることがわかる。このことから、埋込み深さが浅い場合には、接合部のコンクリート分担力は小さいことがわかる。

$$\beta_{rd} = 0.5(r/d - 2.0)^2 + 0.5 \quad (1.0 \leq r/d \leq 2.0) \quad (11)$$

(5) 比例係数

図-12は、最大曲げモーメントに着目してペデスタルの最大耐力についてFEM解析結果と無筋ペデスタル耐

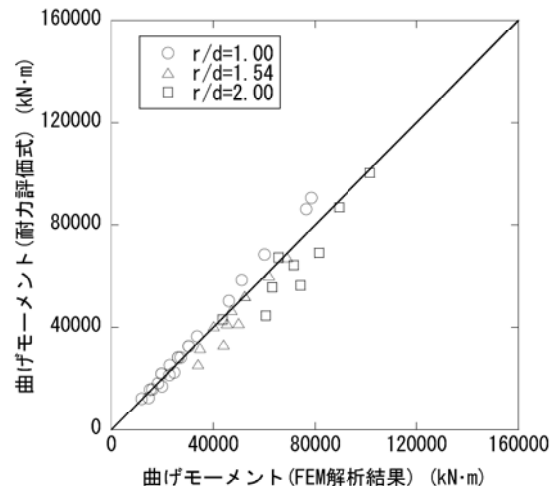


図-12 FEM 解析結果と耐力評価式の比較

力評価式の比較を示した図である。比例係数 $C_c=0.48$ は、FEM 解析結果より同定したものである。図中の縦軸は式(12)の強度評価式によって算定した最大曲げモーメントを示し、横軸には表-5 に示した 33 ケースの FEM 解析結果による解析結果値をプロットした。強度評価式は、若干のばらつきはあるものの、FEM 解析結果をおおむね再現していることがわかる。強度評価式は、 $18 \leq F_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$, $0.33 \leq a/d \leq 1.00$, $1.00 \leq r/d \leq 2.00$ の範囲内で導かれたものである。ただし、 a の適用範囲はアンカーの埋込み深さ d (m) を上限とする。以上を踏まえて、式(7)を書きあらためると式(12)となる。

$$P_c = 0.48 \beta_{ad} \beta_{rd} \beta_d \beta_n \sqrt{F_c} D_c, D_c = a + b \quad (12)$$

5. まとめ

本研究では、ペDESTALの耐力を支配する重要な要因であるペDESTALの寸法比 a/d 、アンカー材の埋込み深さ比 r/d 、コンクリートの圧縮強度 F_c の影響に着目した FEM 解析の結果に基づき、設計に供するより合理的な引抜き耐力に関する評価式を提案した。今回の検討範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 無筋ペDESTALを対象とした解析により、ペDESTALの破壊メカニズムは引張側のアンカープレート近傍から進展した水平方向の輪切り状のひび割れに伴って徐々にひび割れが伝達され、ひび割れが引張側コンクリートの外縁に到達した後に耐力低下に至ることが分かった。
- 2) ペDESTALの弾性耐力を支配するパラメータとして、ペDESTALの寸法比 a/d 、アンカー材の埋込み深さ比 r/d 、コンクリートの圧縮強度 F_c の影響に着目し、風力発電設備基礎接合部の最大耐力はペDESTALの寸法の他、アンカー材の埋込み深さにも強く関係していることを明らかにした。

本研究では、風車無筋ペDESTALを対象とした、コンクリート寄与分に関する耐力評価式の提案を行ったが、今後は、FEM モデルによる鉄筋の寄与分を考慮した引抜き耐力評価式の提案を行っていく予定である。なお、「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 2010 年版」の解説に示されている図ならびに耐力評価式は本研究の成果によるものである。

謝辞

本研究は「土木学会構造工学委員会風力発電設備の動的解析と構造設計小委員会」の一環として実施された。関係者に謝意を表する。

参考文献

- 1) 経済産業省資源エネルギー庁：平成 24 年度 エネルギーに関する年次報告, pp128-130, 2013
- 2) (株)ユーラスエナジー岩屋:岩屋ウインドファーム発

電所 11A 号風車倒壊事故報告書, 2007

- 3) 石原孟, 山口敦, 藤野陽三: 2003 年台風 14 号による風力発電設備の被害とシミュレーションによる強風の推定, 土木学会誌, Vol.88, pp.45-48, 2003.
- 4) NEDO 技術開発機構: 平成 16 年度風力発電利用率向上調査委員会及び故障・事故調査分科報告書, 2005.
- 5) 新エネルギー・産業技術総合開発機構: 平成 16 年度風力発電利用率向上調査委員会および故障・事故調査分科会, 報告書, 2004
- 6) 沖縄電力株式会社: 台風 14 号による風力発電設備の倒壊等事故調査報告書, 2004
- 7) 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], 構造工学シリーズ 17, 2007.11
- 8) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-02) and Commentary (ACI 318RM-02)
- 9) Kirk Morgan, Eric Ntambakwa: Wind turbine Foundation Behavior and Design Considerations: AWEA WIND-POWER Conference, Houston, June 2008
- 10) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010
- 11) 保田雅彦, 平原信幸, 佐々木正敏, 岩城良: 吊橋等の主塔基部アンカー構造の耐力評価法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.460, V-18, pp.23-32, 1993
- 12) 松尾豊史, 金津努, 高原景滋, 銘苅壮宏: 台風 14 号による風車基礎定着部の破壊挙動に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.27, No.2, pp1603-1608, 2005
- 13) 石原孟, 土屋智史, 小松崎勇一, 古谷康昭: FEM を利用した風車基礎ペDESTALの引抜き耐力の感度分析, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2008
- 14) 小松崎勇一, 篠崎裕生, 斉藤修一, 原田光男: 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する実験的検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2008
- 15) 斉藤修一, 小松崎勇一, 原田光男: 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する解析的検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2008
- 16) 土屋智史, 本庄勇治, 石原孟: FEM 非線形解析に基づく風車基礎接合部の力学的挙動の解明, 土木学会第 64 回 334 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2009
- 17) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON PRESS, 2003.
- 18) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- 19) 土木学会: コンクリート標準示方書一設計編一, 2012
- 20) Z.P.Bazant : P.C.Pratt, and P.A. Pfeiffer, Mode I fracture tests of concrete using different specimen geometries, SMIRT9, Vol.H, pp.85~93, 1987

(2013 年 9 月 25 日受付)