

「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説」に対する質問への回答

種類		質問	回答
荷重関係	風荷重	<ol style="list-style-type: none"> 山岳地に建設するケースでは局所地形による風の増幅効果を求めるには数値解析でしか求められないと理解してよろしいでしょうか？ほかに方法は無いのでしょうか？ 共振時の風荷重については、同指針では触れていませんが計算上不必要なのでしょうか？ 	<ol style="list-style-type: none"> 局所地形による風の増幅効果を求める簡易式（例えば、日本建築学会・荷重指針）が提案されていますが、実際の地形に対して適用できるケースが少なく、本指針では数値解析で求めることとしました。 風車タワーの共振風速は発電時の風速範囲に入っているものの、ブレードの存在によりタワーから発生する渦が乱されることを考慮し、本指針では、発電時および暴風時には風車タワーの渦励振の影響は小さいものとし、準定常理論により風力発電設備に作用する風および風直交方向の風荷重を求めました。つまり、風車の場合にはナセルを取り付けた後に渦励振が発生しないため、共振風速時の風荷重の評価が不必要です。
構造設計関係	タワー	<ol style="list-style-type: none"> タワーを含めて海外製品を採用することがある。土木学会の本指針と同等と判断できる海外規格指針は何がありますか？ タワーとナセル接合部の照査で特に注意する点がありましたらご教示ください。 p157、7.3.3 継手部の構造形式 式(7.17)について 風力発電機の高力ボルト接合部はボルト強度の75%くらいで締結されると思われそうですが、その場合ボルト軸力は図のようになると考えますが、(7.17)式だとフランジの変形前からボルト軸力が大きく計算されることになると思いますが、境界条件などは無いのでしょうか？また FEM 解析の結果と式(7.17)の結果は同じなのでしょうか？ 	<ol style="list-style-type: none"> 代表的な国際基準としては IEC61400-1、GL Wind Guideline、DNV/Riso があげられます。これらの国際基準は、本指針とは位置づけが異なり、具体的な算定式が提供されていないケースが多い。また地震荷重評価に関してはこれらの基準に提示されておらず、日本の基準を用いる必要があります。 タワーとナセル接合部は、本指針に示されているジョイント部の形状と異なり、境界条件も合致しませんので、指針の式を使用できません。別途 FEM 等により確認し、本指針に示している風荷重、地震荷重などに対して応力照査が必要です。 式(7.17)式は指針にも記載されているように、FEMの解析結果を統計処理して算出したものです。以下の境界条件が設定されておりますので参考ください。原則としてこの範囲外のものである場合は、別途 FEM 解析を行って確認する必要があります。ボルト間隔変数 2.0～3.0、ボルト径変数 M24～M48、シェルの半径範囲 750～2250(mm)、フランジの板厚 50～200(mm)、設定鋼管板厚に対する試算範囲係数 0.0～1.0、設定 Ld 寸法に対する試算範囲係数 0.1～1.0(ワッシャーとR部間の隙間)、設定フランジ寸法に対する試算範囲係数 0.1～1.0、設定シェル作用力に対する試算範囲係数 0.5～1.0
	ペDESTAL	<ol style="list-style-type: none"> ペDESTALの形状について：コーン破壊による倒壊事故等を考えると、ペDESTAL幅(径)はコンクリートのせん断が最大限発揮されるような形状を標準とすべきではないかと思う(合理的な設計を行うべき部材ではないと思っている)。望ましい構造形式についての記述があってもよいのでは？ 	<ol style="list-style-type: none"> 本指針は、標準とすべき形状を定めたものではありません。ペDESTALの耐力を評価出来るようにしたものであり、最低限に満たさなければならぬものです。より裕度のある設計をするかどうかは設計者の判断に委ねています。望ましい形式については、8.3.6 の解説や 11.4.7 などにおいて記載しております。

	<p>2. 設計例(p281、図 10.9)のペDESTAL構造がh=1400mmとしていますが、過去の事故例で、ペDESTAL内にアンカープレートが付していますとアンカープレートはペDESTALごと引き抜かれているように思えます。ペDESTAL高さを例えばh=400mm くらいにして、アンカープレートをフーチングの中に付す(p176、図 8.1)ほうが、安全に思えます。ペDESTALおよび基礎形状についてももう一歩進んだ設定を期待します。</p> <p>3. 設計例のように、配筋パターンが標準なのでしょうか。</p> <p>4. ペDESTALに作用する初期軸力とはどのようなものか。</p> <p>5. p188(8.13)式は、既存の風力基礎の耐力照査にもそのまま用いてよいのでしょうか(例えば、せん断補強筋が極端に少なかったり入っていなかったりする場合に、式内のパラメータを変えたりするようなことはないのでしょうか)。</p> <p>6. p190 図 8.8、接合鉄筋のうちアンカーリング方式の場合のベースプレートと鉄筋の接合の具体的方法について例示願う。</p> <p>7. p334 図 10.35 に、接合鉄筋が示されていない？</p> <p>8. BPL アンカーによる曲げはダブルアンカーの時、内外の曲げがバランスしますが、継手部、外側ボルトによる曲げにより、塔身に局部曲げが生ずるのでその検討が必要では？</p>	<p>2. ご指摘の通りです。アンカープレートをフーチングまで入れるのは、有効投影面積が大きくなり有効だと考えられます。本指針は、標準とすべき形状を定めたものではありませんので、望ましい形式については、8.3.6 の解説や 11.4.7 などにおいて記載するに留めました。</p> <p>3. 既存の基礎を参考に、例題として設定したものであり、標準配筋ではありません。</p> <p>4. アンカーボルト方式のペDESTALでは、アンカーボルトにプレスレスを作用させてタワーを基礎のペDESTAL部に定着するのが一般的です。初期軸力はアンカーボルトにプレスレスを作用させることにより発生します。</p> <p>5. p188(8.13)式は、各種ペDESTALの耐力照査に適用することを念頭において作成したものです。せん断補強筋がない場合も適用されます。</p> <p>6. 接合の方法に関しては、各種の方法がありますので、具体的な方法は、本指針では規定していません。“接合筋については、アンカー部と確実に接合されていなければならない”と記述しています。接合筋がコンクリートを解さずにベースプレートと接触していることおよび、接合筋もフーチング部で確実に定着し、抜けの無いようにすることが必要です。</p> <p>7. 本指針では、接合筋を入れることを必須とはしていません。ご指摘の評価例では、接合筋を用いない場合の例を示しています。</p> <p>8. 本指針は、ペDESTALの耐力を評価出来るようにしたものであり、最低限に満たさなければならぬ基準です。追加検討が必要と思われる場合には、設計者の判断で行えばよいです。</p>
基礎	<p>1. 基礎形状について:長期荷重時に抗体に引張力が生じる基礎形状は望ましくないと考え、フーチング幅・高さを決めている。荷重方向が交番する構造物であるので、疲労の考え方を盛り込む方針はあるのでしょうか？</p> <p>2. 杭基礎について:タワー下部(基礎上</p>	<p>1. 建築基礎構造設計指針 2001 によれば、既往試験結果から、杭の長期的な引抜き荷重や繰返し荷重に対して、降伏引抜き抵抗力以下であれば荷重～変位関係は弾性挙動であり、引抜き量の増加もわずかであるとしています。また交番載荷試験では押込み時と引抜き時の荷重～変位曲線の勾配が、降伏荷重程度までほぼ等しいとの例もあるとされており、交番荷重においても降伏支持力程度以下におさえておけば、支持力、変位量について問題ないと考えられます。長期荷重時の許容支持力は降伏時の約 1/2 程度であることを考慮すると、実務的には疲労設計の必要性は低いと考えます。疲労に関する詳細な検討については次期小委員会で行う予定です。</p> <p>2. 計算にあたっては、適切なモデル化を前提とし</p>

	<p>面)に大きな曲げが作用する構造であり、杭頭モーメントの算出に慣用法(chang 式)を適用する必要性を感じません。杭反力の計算も含め、変位法のみでの検討で十分ではないでしょうか？</p> <p>3. 222 頁:フーチングの曲げモーメントの分布は、タワーの圧縮力を伝えるアンカープレートorペDESTALの寸法にもよりますが、一様でないのが一般的と考えます。全幅有効を主とした理由をお願いします。判別式等、目安があれば教えてください。</p> <p>4. 場所打ち杭の許容支持力算定式は、建築基準法の国示式を用いなくてよろしいのでしょうか？</p> <p>5. レベル 2 地震で杭頭の損傷を考慮しても構わないか(杭式で)。</p> <p>6. 基礎に作用する加速度は 200gal 相当を考える必要が無いのは何故ですか。</p> <p>7. 杭の設計例では、変位法で計算されていますが、やはり変位法をやらなければ駄目ですか。その場合、杭の支持力を求める計算やフーチングの計算で単純梁(杭とフーチングの結合が剛ではない)事と矛盾しているように思うのですが。</p> <p>8. p214 転倒、照査には長期荷重による検討が必要と思われるが、長期最大荷重の算出基準をご教示願いたい。</p> <p>9. フーチングのせん断照査法について、RC 規準の許容値f_sには、せん断補強比 0.2%を構造細目として準拠されているものとして、与えられた値と考えられますが、フーチング内のせん断補強は</p>	<p>ており、その考え方は1通りではないと考えられます。タワーからの転倒モーメントはフーチングで分担し、水平力に対しては杭で分担するというモデルも適切と考えられます。Chang 式では水平力を杭で分担する場合の考え方になります。幾ケースか試算しましたが、杭配置(本数、間隔)により杭の曲げモーメントの傾向が異なったため両式を併記し、設計用モーメントを求めることが望ましいとしました。</p> <p>3. 本指針では、全幅有効と考え、これを基本としました。今後風車の大型化を考え、次期小委員会では、フーチングの寸法や曲げモーメント分布等を考慮して適切に有効幅を設定する必要性があるかどうかを検討していきたい。</p> <p>4. 本指針に示す支持力算定式は、建築基礎構造設計指針 2001 に準拠しています。極限支持力度及び極限周面摩擦力度算定式が杭種別、地盤種別ごとに設定されているのでこれを基本としました。H13 年 7 月 2 日国土交通省告示第 1113 号に示す、許容引抜き力の算定法の考え方は、短期が極限支持力の 8/15 となっており、この部分のみ指針の安全率と異なります。砂質土については、押込み時の 2/3 として考えると、短期は極限支持力の 4/9 でやや安全側となりますが、粘性土では告示のほうが安全側となります。本指針による値はほとんどの場合に告示式の値を上回りますが、下回った場合には、告示式を用いるか、使用しない場合には実験や解析によりその妥当性を示す必要があります。</p> <p>5. 本指針の地震荷重は再現期間を 50 年とし、レベル1地震動に対応しています。レベル 2 地震については次期小委員会で検討する予定です。</p> <p>6. ペDESTALと基礎に作用する地震力は、建築基準法施行令第 88 条に基づき求めることとし、地下部分については施行令第 88 条に示す式を適用しました。</p> <p>7. 本指針本文や例題では変位法による杭の曲げモーメント算定法を例示しています。適切なモデル化により計算がなされればよいと思います。単純梁によるモーメントはフーチングの断面力を簡便的に求めるモデルと考えました。杭頭剛結条件の杭頭モーメントは、Chang 式、変位法の両式で算定し、安全側となるモーメントを採用しています。</p> <p>8. 本指針は主に暴風時など短期荷重に対する指針としています。長期最大荷重の算出基準については次期小委員会で整理し、示す予定です。</p> <p>9. 次期小委員会でその必要性について検討したが、現状では設計者の判断により基礎設計や構造細目に反映していただきたい。</p>
--	---	--

	<p>pw=0.2%以上を確保すべきでしょうか。</p> <p>10. フーチングのコンクリート許容せん断力だけで、安全性を確保できず、せん断補強筋が必要となる場合は建築学会RC規準に準拠すればよいでしょうか。</p> <p>11. p213式(9.10)、砂質地盤の時、寸法効果による低減が考慮されていないので、風車の基礎のように寸法の大きい基礎の地耐力が大きくなるのでは？</p> <p>12. 現場打ち杭(構造細目)帯筋 0.2%以上は、大口径の場合厳しい値ではないか？</p>	<p>10. 本指針では斜め引張鉄筋の効果を考慮しない安全側の設計を基本としました。設計者の判断により必要に応じて検討すればよいと考えています。本指針も建築学会RC規準に準拠しています。</p> <p>11. 本指針では建築基準法に示す算定式を基本と考えました。今後、風車基礎のような独立フーチング基礎についても寸法効果について考慮するかどうか検討する必要があると思われます。</p> <p>12. 側断面積とは杭の単位長さに杭直径を乗じた面積をさし、1本の帯鉄筋について2倍の断面積が有効となります。杭径 1m の場合、D13 で 120mm ピッチ、D16 で 150mm ピッチで確保できると考えられます。</p>
--	--	--