

## 論文

# 先端翼付き鋼管杭を用いた風力発電塔の地震応答解析

大塚久哲<sup>1</sup>·棚邊隆<sup>2</sup>·土渕貴臣<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門
(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1) E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp
<sup>2</sup>正会員 JFEエンジニアリング(株)シビルエンジニアリング部
(〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2-1) E-mail:tanabe-takashi@jfe-eng.co.jp
<sup>3</sup>学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻
(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1) E-mail:dobuchi@doc.kyushu-u.ac.jp

近年,クリーンエネルギーの1つとして風力発電の導入が世界各国で積極的に図られている.日本におい ても普及が進み,近年では建設コストの視点より大型化する傾向にあり,設備普及の拡大に伴いレベル2地 震に対する検討も重要な課題と考えられる.また,風力発電などの塔状構造物では,風荷重や地震荷重など により大きな転倒モーメントが生じる.それに対し,先端形状に特徴のある先端翼付き鋼管杭(以下,つば さ杭と呼称)の使用が期待される.そこで,本研究では鉛直交番載荷試験より得られたつばさ杭の特性を用 いてレベル2地震動を想定した風力発電塔の動的解析を行い,既往の杭(直杭)と比較することによりつば さ杭の有用性を検証している.

Key Words: steel pipe screw pile, wind turbine generator system, seismic design, dynamic analysis

## 1. はじめに

風力発電は1980年代に米国で本格的に導入が始ま り,1990年代に入って欧州にて開発が大きく進展し た.1997年の地球温暖化防止京都会議以後,二酸化炭 素を排出しない無尽蔵なクリーンエネルギーの1つと して,世界各国で積極的にその導入が図られている. 日本においても,電力買取制度および各種助成策の整 備により,風力発電の普及が推進されている.

日本において風力発電設備の支持構造(タワーおよ び基礎)は,建築基準法の準用工作物として扱われ,同 法にて規定する風荷重および地震荷重に対して煙突関 連の設計指針を準用し,許容応力度法により構造照査 を実施している.しかし,建設コストに対する発電能 力の最大化の視点から1基あたりの風力発電設備は大 型化する傾向にあり,設備の重要性の面からもレベル 2地震に対する検討が重要な課題であると考えられる.

ところで,風力発電などの塔状構造物では,風荷重 や地震荷重などによりその基部に大きな転倒モーメン トが生じる.この転倒モーメントにより生じる基礎の 引抜き力への抵抗要素としてつばさ杭が期待されてい る. つばさ杭は先端部に2枚の半円状鋼板を互いに交 差させて付けたものであり,既往の直杭に比べて大き な引抜き抵抗力,支持力が得られ,杭本数の低減や杭 長の短縮化が期待される. さらに,回転貫入による無 排土施工が可能,低騒音・低振動施工が可能,セメン トミルクを使用しないため地下水汚染が無いといった 環境への負荷が小さいという特長も挙げられる.

しかし,つばさ杭の先端部における引抜抵抗機構の 解明は十分とは言えず,動的解析に用いる鉛直支持ば ねのモデル化を行い,解析に用いた例はほとんど無 い.性能設計法へと移行している今日,実挙動に沿っ た復元力特性を解析に取り込むことにより,より合理 的な設計が可能であると考えられる.

このような状況を踏まえ,著者らは既に模型つばさ 杭を用いた鉛直交番載荷試験よりつばさ杭の復元力特 性を把握しているが<sup>11</sup>,その特性を用いて,レベル2地 震動に対する風力発電塔の動的解析を行い,大地震時 におけるつばさ杭および直杭の動的な挙動やその特徴 について検討した.

#### 2. 解析概要

#### (1) 解析モデル及び解析ケース

風力発電設備は、風車、発電機、制御機器およびそれらの支持構造であるタワーおよび基礎構造から構成される.表-1に本研究において検討対象とする風力発電設備の構造概要を示す.定格出力750kWの大型風力発電設備で、高さ70mの鋼製タワーであり、タワーの外径は基部で3.5m、頂部で2.0mである.

今回対象とした風力発電設備は建築基準法の適用対 象となり,煙突や建築基礎構造関連の設計指針を用い て許容応力度の照査を実施している.

解析モデルは図-1に示すような2次元線形はりモデ ルである.フーチングは剛体とし,杭頭部分はフーチ ングに剛結とした.頂部にはブレード(羽根)とナセ ル部の重量534.1kN(3節点合計)を,底部にはフー チングの重量6437.7kNを与えた.鋼製タワーの全重 量は1454.7kNである.杭基礎は外径406.4mm,板厚 8mmの打ち込み杭を基本とした.タワー,杭体ともに 鋼管で材質は,それぞれSM490およびSKK490である. 部材の減衰定数は,タワー2%,杭体2%,地盤ばね5 %とした.図-1で杭は奥行き方向に両端で3本,中間 では2本ずつ存在する.ここでは,2次元で表すため 奥行き方向に存在する杭をまとめ,各列の杭の断面積, 断面2次モーメント,質量および地盤ばね抵抗等を杭 1本あたりの値の杭本数倍とした.

地盤は, 図-2に示す①杭先端の鉛直地盤抵抗, ②杭 周面の水平地盤抵抗, ②'フーチング前面の水平地盤 抵抗, ③杭周面の鉛直地盤抵抗の4種類の地盤ばねと してモデル化した<sup>2) 3) 4)</sup>. ②, ②', ③ばねの履歴特性 はH-Dモデルを適用し, ①ばねでつばさ杭と直杭の違 いを考慮した. ここで, つばさ杭は実験より得られた 特性を用いて表され<sup>1)</sup>, 非対称原点指向モデルを適用

	case 1		case 2	
	つばさ杭	直杭	つばさ杭	直杭
杭長(m)	10	20	10	10
根入れ長(m)	0	0	1	1
周面地盤N値	15	15	5	5
支持地盤N値	-	I	50	50
杭径(mm)	450.0	600.0	406.4	406.4
板厚(mm)	7	8	8	8
先端翼径(m)	1.125	I	812.8	-
フーチング重量(kN)	6437.7	6437.7	6437.7	8682.3
地盤の固有周期(s)	0.456	0.456	0.341	0.341

**表-2** 解析ケース

表-3 地盤定数

地盤種別	周面地盤		先端地盤
N值	5	15	50
土質区分	砂質土	砂質土	砂質土
単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	18	20
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	24	30	42
弾性波速度 Vs (m/s)	137	197	295
変形係数 E(kN/m <sup>2</sup> )	12500	37500	125000

表-1 風力発電設備構造概要

構造形式	鋼製自立式(変断面モノポール構造)		
タワーの高さ	70 m		
タワーの外径	頂部:2.0 m 基部:3.5 m		
材質	タワー部板材 SM490		
主要板厚	9 <b>~</b> 25 mm		
定格出力	750 kW		



case 1					
		つばさ杭	直杭	参考文献	
①ばね	ばね定数(kN/m)	341100	155400	鉄道標準(p.214)	
	上限値 押し (kN)	4380	3740	NSエコパイル 支持力算定式 鉄道標準(p.227)	
	上限値 引き(kN)	1650	I	NSエコパイル引抜 き抵抗力算定式	
②ばね	ばね定数(kN/m)	108400	116400	鉄道標準(p.214)	
(杭頭付近)	上限値(kN)	1455	1940	鉄道標準(p.220)	
の'げわ	ばね定数(kN/m)	886800	886800	鉄道標準(p.215)	
<li>2 1212</li>	上限値(kN)	3100	3100	鉄道標準(p.142)	
③ばね (杭頭付近)	ばね定数(kN/m)	45700	60900	鉄道標準(p.214)	
	上限値(kN)	125	166	NSエコパイル周面 摩擦力算定式	
	Ci	aso 2			
		つばさ杭	直杭	参照資料	
①ばね	ばね定数(kN/m)	757300	318400		
	上限値 押し(kN)	7620	5730		
	上限値 引き(kN)	4500	1		
②ばね	ばね定数(kN/m)	35200	35200	00001	
(杭頭付近)	上限値(kN)	440	440	casel ااتتاح	
②'ばね	ばね定数(kN/m)	295600	336500		
	上限値(kN)	2300	2330		
③ばね	ばね定数(kN/m)	17500	17500		
(枯頭付近)	ト限値(kN)	30	38		

表-4 地盤ばねの特性値

表-5 固有值解析結果

Case I					
杭種	つばさ杭		直杭		
次数	固有周期(s)	有効質量比(%)	固有周期(s)	有効質量比(%)	
1	3.147	10	3.126	10	
2	0.451	15	0.444	14	
3	0.173	37	0.168	28	
4	0.140	87	0.131	85	
5	0.125	97	0.114	95	
	case 2				
杭種	つばさ杭		直杭		
次数	固有周期(s)	有効質量比(%)	固有周期(s)	有効質量比(%)	
1	3.151	10	3.165	8	
2	0.454	17	0.459	15	
3	0.231	96	0.255	97	
4	0.162	98	0.168	98	
5	0.128	99	0.149	99	

した.ここに、第1折れ点は押し、引き共に実験結果 を基に最大荷重の0.6倍とした.また、第2次勾配は 実験結果より決め、引き側では初期勾配の0.1倍、押 し側では初期勾配の0.3倍とした.第3次勾配は押し、 引き両側で0とした.図-3にそれぞれのばねの骨格、 履歴曲線を示す.これらの地盤定数を基に算出した各 ばねのばね定数,支持力及び引抜き抵抗力の上限値を 表-4に示す.

本研究の主眼は先端翼による支圧抵抗的な引抜き抵抗特性が地震応答に与える影響の検討であることより, 比較対照としては杭周面の摩擦抵抗を引抜き抵抗の主体とする直杭を選定し,表-2,図-4に示す解析ケー スで実施した.case1では摩擦杭形式を想定し,N値 =15の一様地盤において,つばさ杭と直杭の支持力及び引抜き抵抗力が同程度となるよう直杭の杭径を大きく,杭長を長くした.すなわち,直杭の杭径な大きく,杭長を長くした.すなわち,直杭の杭長は20mに対し,つばさ杭の杭長は10mとなっており,また杭径もそれぞれ0.60mと0.45mである.case2では先端支持杭形式を想定し,つばさ杭,直杭ともに杭長10mで N値=50の支持地盤に1mの根入れ長を設定した.直杭では引抜き抵抗力の不足を補うためフーチング重量を 表-2に示しているように増大している.各地盤定数



図-4 地盤及び杭基礎概要図

は, 表-3に示すようにN値をベースに文献2)を参考 に定量化している.

#### (2) 解析手法

本研究では2次元骨組みモデルによる動的解析を 行った.構造物の慣性力と,基礎の剛性と地盤変位に よる相互作用を同時に考慮出来るように,自然地盤を 多質点系のせん断ばねにモデル化(R-0モデル<sup>5)</sup>)して 予め地盤変位を求め,相互作用ばねを介して地盤変位 を地震波と同時に入力して解析を行う方法を用いた.

数値積分法にはNewmark  $\beta$ 法( $\beta$ =0.25)による直 接積分法を用いた.応答計算の積分時間間隔は0.002 秒とした.減衰はレイリー減衰を使用した.(case1は 3次と4次, case2は1次と3次を使用.モード減衰 はつばさ杭では case1 で1.17%, 2.93%, case2 で 0.10%, 3.78%)

入力地震動は,道路橋示方書耐震設計編に規定され るタイプIIの標準波(JR鷹取駅構内地盤上南北方向波 最大加速度686.8gal)をナセル方向に加震した.

#### 3. 解析結果と考察

#### (1) 固有値解析結果

表-5に各解析モデルの1次~5次までの固有周期お



図-6 杭体の変位時刻歴

よび累積有効質量比を,図-5につばさ杭の1次~5次 までの固有振動モード図を示す.累積有効質量比は地 震波の作用方向(ブレード直角方向)の値を示してい る.表より, case1はつばさ杭,直杭ともに3次モー ドと4次モードが, case2は1次モードと3次モード が卓越している. case1,2はそれぞれ4次,3次モー ドの有効質量比が大きく,高次モードの影響が大きく なっている.また,モード図より,有効質量比の最も 卓越している case1の4次と case2の3次はともに, 杭頭変位が卓越するモードとなっている.

#### (2) 動的解析結果

#### ①杭を支持層に根入れしない場合 (case1)

図-6に(a) 杭頭部の水平変位時刻歴及び(b) 杭先 端部の鉛直変位時刻歴を示す.ここで,杭の応答は,ブ レード直角方向に並ぶ7列の杭のうち,左端の杭の結 果について示している.

まず, 杭頭部の水平変位に関しては, 直杭の応答が 大きくなる結果となった. 最大変位を見ると, 直杭で 約14cm, つばさ杭では約5cm程度の水平変位が生じて いる(図-10下段参照). 一般に, 地盤の層厚が大きい (杭長が長い)ほど地盤変位の影響が大きくなる<sup>60</sup>との 報告があるが,これは,②ばねを介して入力される地 盤の水平変位が,杭下端レベルにおける地盤変位との 相対変位量(杭下端をゼロ)として与えられることに 起因するものと思われる.さらに,杭先端の鉛直変位 時刻歴を見れば,つばさ杭の最大引抜き変位量が約 1.5cmであるのに対し,直杭では約8cmの引抜き変位 が生じている.また,直杭では残留変位も見られ,基 礎の浮き上がりが確認される.このように,つばさ杭 の引抜き抵抗の優位性が顕著に現れる結果となった.

図-7に(a)タワー頂部の加速度及び(b)水平変位 の時刻歴を示す.図より,つばさ杭では最大約 1500gal,直杭では2500galの加速度が確認され,直 杭の方が大きな加速度応答を示すことが確認された. この応答差の要因としては,杭頭部の水平変位の差異 と同様に,②ばねから入力される地盤の変位差,およ び杭の引抜きに起因するロッキング振動応答の差異 (図-6(b)参照)が考えられる.水平変位に関しては, 両杭ともに約3秒程度の周期で振動しており,加震後 半部でつばさ杭の応答が若干大きくなる結果となっ た.



図-8 杭周面ばねの荷重-変位履歴

図-8に杭周面地盤ばねの荷重-変位履歴応答を示 す.相互作用ばねについては,ばねの相対変位で表さ れる.図-6(a)で杭頭部における杭体の水平変位は 直杭がつばさ杭に比べ大きな応答を示していたが,ば ねの相対変位で見ると逆につばさ杭の変位量が大きく なっている.また,直杭の杭径は0.6mとつばさ杭の 0.45mに比べ大きいため,初期勾配及び最大荷重は大 きくなっている.周面せん断ばねに関しては,直杭で 過大な引抜き鉛直変位が生じるため,つばさ杭に比べ 大きな履歴となっている.直杭の周面せん断ばねにつ いては,既に降伏に至っており,先端部の鉛直ばねの みで荷重を受け持つ状態になっている.しかし,直杭 では杭先端部の鉛直引抜き抵抗が無いために引抜き力 が極限になり,過大な変位が生じる結果となった.一 方,つばさ杭の周面せん断ばねも降伏に至りつつあ る.しかし,直杭とは異なり先端部の鉛直ばねが引抜 き抵抗力を有するため,過大な引抜き変位は生じてい ない.

このように、つばさ杭では先端部で引抜き荷重を受け持つことにより基礎の浮き上がりを防いでいるのに対し、直杭では引抜き力が極限になり、過大な鉛直変位が生じて構造的に不安定な状態になっていることが分かる.

図-9~図-14に(a) タワー及び(b) 杭体の最大 変位及び最大断面力分布を示す.鉛直変位に関して は、高さ方向にほぼ一定の分布をしているため、杭体 の分布のみ示している.まず、直杭で鉛直引抜き変位 が大きいのが確認できる.水平変位についても地盤変 位の影響を大きく受ける直杭の応答がタワー、杭体と もに大きい.曲げモーメント、せん断力に関しては、直



杭の応答が大きく,特にタワー基部で直杭はつばさ杭 の倍程度の値となっている.また,杭頭とフーチング は剛結としているため杭頭付近で曲げモーメントが急 増する結果となった.軸力に関しては,直杭の応答が つばさ杭を上回る結果となった.タワーにおいて,引 抜き変位が卓越する直杭で大きな引張り軸力が発生し ている.杭体では,直杭の杭径がつばさ杭に比べ大き いため周面摩擦が発揮され,大きな軸力が作用してい ると推定される.

表-6,表-7にレベル2地震(Type2-2-1)作用時 のタワー基部および杭頭部における発生応力度(圧縮 側)の計算結果を示す.ここで、風力発電塔の現行設 計(建築基準)によるタワー基部の曲げモーメントは, 風荷重時に30000kN・m,地震荷重時に25000kN・m 程度である.現行設計が許容応力度法により実施され ていることより,ここでも地震時における構造用鋼材





図-17 タワー頂部の加速度および水平変位時刻歴

の許容応力度と比較することで応答応力度を評価した. タワー基部における応力度は、つばさ杭使用時は許 容値以内に収まるものの、直杭を使用すると許容値を 10%程度上回る結果となった.したがって、許容応力 度以内に抑えるためには何らかの対策が必要となる. 杭頭部においては、応力度は許容値を大きく超えてい る.これは、現行設計において、基礎フーチングに作 用する水平震度を地中における低減を考慮して0.1程 度に設定しているためであると考えられる.

レベル2地震動に対し,杭体応力度を許容応力度以 下に収める必要性に関しては,今後検討しなければな らない課題であるが,許容応力度以下となる杭体の板 厚を試算した.その結果を図-15に示す.増し厚前と 後の発生応力度を許容応力度と併記して示している. 両杭とも杭頭から5m程度が許容応力度を越えており, その長さでの板厚の増大を考えた.検討の結果,板厚 7mmのつばさ杭については杭頭部1mを35mm,その下 4m程度を板厚10mmに,板厚8mmの直杭については杭 頭部1mを25mm,その下3m程度を12mmに増し厚する と発生応力度を許容値以内に低減させることができ る. ②杭を支持層に根入れした場合 (case2)

図-16(a)に杭頭部の水平変位時刻歴,同図(b)に 杭先端部の鉛直変位時刻歴を示す.

杭頭部の応答水平変位には明確な差は見られず,つ ばさ杭で最大12cm,直杭で11cm程度の変位が生じて いる.一方,杭体の鉛直変位には顕著な差が見られ,直 杭では最大7cm程度の引抜き変位が生じ,1cm程度の 変位であるつばさ杭を大きく上回っている.本解析モ デルでは直杭使用時,約2250kNのフーチング重量増 大を設定したが大きな引抜き変位が生じており,残留 変位も確認され構造的に不利な状態にあると推定され る.

図-17 (a) にタワー頂部の加速度時刻歴, 同図 (b) に水平変位時刻歴を示す. タワー頂部の加速度, 変位 ともにつばさ杭の応答が直杭に比べ大きくなってい る. 変位時刻歴を見ると, 4秒付近から直杭とつばさ 杭で異なる挙動を示しているのが分かる.これは, 図-17 (b) で直杭の引抜き変位が卓越し始める時刻と対 応している.直杭では引抜き変位が過大に発生し出す と同時にタワーも水平方向に大きく振動し始める.そ の状態が少し続き, やがて構造部物が引抜き方向に変 位した状態で振動が落ち着くと, タワーの水平方向振



動も収まってくる. ここで, 直杭では鉛直方向の挙動 が大きいためそちらでエネルギー消費が行われ (図-18 (b) 参照), その結果加震後半ではタワーの水平方 向の振動が低減していると推定される. また, フーチ ング重量の増大によりタワーの水平変位が低減された ことも予想される. 一方, つばさ杭は鉛直方向の挙動 が小さいためエネルギー消費があまり行われず, その 結果水平方向の挙動が卓越し, タワーの水平変位はあ まり低減することなく振動していると考えられる.

図-18に杭周面地盤ばねの荷重-変位履歴応答を示 す.水平方向挙動を示す相互作用ばねについては,つ ばさ杭で12cm,直杭で10cm程度の最大変位量が生じ ており,若干つばさ杭の履歴応答が大きくなっている. 鉛直方向の挙動については,直杭で周面せん断ばねの 引抜き側で明らかな降伏が見られ,作用荷重が周面摩 擦力の限界を超えていることが分かる.その結果,先 端ばねも引抜き荷重を受け持たないため過大な変位が 生じている.一方,つばさ杭は周面摩擦と先端鉛直ば ねで荷重を受け持ち,直杭のような不安定な挙動を示 していないことが確認される.

図-19~図-24 (a) にタワー,及び同図 (b) に杭 体の最大変位及び最大断面力分布を示す.鉛直変位に 関しては、直杭で大きな引抜き変位が生じており、つ ばさ杭の有用性が確認できる.一方,水平変位に関し ては、タワーにおいて直杭とつばさ杭で分布傾向が異 なっている.直杭では高さ方向にほぼ一定の割合で変 位量が増加しているが,つばさ杭ではタワー中間部付 近から頂部にかけて変位増加量が増大している.これ は, 直杭では引抜き方向の変位が生じ, 鉛直方向挙動 を抑制されず固定されないのに対し、つばさ杭では引 き抜き抵抗により鉛直方向の挙動が抑制されるため, むち振り状態的にタワー頂部付近で水平変位が大きく なったと考えられる.また、曲げモーメント、せん断 力に関しては鉛直方向挙動を抑制されるつばさ杭の値 が直杭を上回っている.杭に作用する軸力に関しては, 固い地盤に根入れされたつばさ杭が先端引抜き抵抗力 を有することにより,引張り軸力が大きくなっている. 圧縮軸力に関してはほぼ同程度生じている.一方,タ ワーには引抜き変位量の大きな直杭に引張り軸力が大 きく作用している.

**表-8**, **表-9**にタワー基部および杭頭部における応 力度の計算結果を示す.

タワー基部に作用する応力度は曲げモーメントが支 配的である.ここで、タワー基部に作用する曲げモー メントはつばさ杭の値の方が大きく、直杭の1.5倍程 度となっているが応力度はいずれも許容値以内となっ ている. 杭頭部ではレベル2地震時、応力度は許容値



を大きく上回る結果となった.

そこで, case1と同様に杭頭部における板厚の増大 を検討した.その結果を図-25に示す.両杭とも杭頭 から7m程度が許容応力度を越えており,発生応力度を 許容応力度以内に抑えるには,板厚7mmのつばさ杭に ついては杭頭部1mを50mm,その下6m程度を板厚20mm に,板厚7mmの直杭については杭頭部1mを45mm,そ の下6m程度を20mmに増し厚することが必要である.

## 4. 結論

本研究では建築基準法に準拠した現行の設計法によ り条件設定した基礎構造モデルに対してレベル2地震 動を作用させ,直杭とつばさ杭の引抜き応答性状の比 較に主眼を置き検討を行った.その結果を以下にまと める.

- ①直杭の場合, case1(摩擦杭形式), case2(支持杭形式)いずれのケースにおいても、レベル2地震動による引抜き力が限界値を超過し、引抜きによる残留変位が発生した.
- ②つばさ杭の場合, case1, case2いずれのケースにおいても、レベル2地震動による引抜き力は限界値に達せず,引抜きによる残留変位もほとんど発生しない.
- ③検討ケース全てにおいて,杭頭部に発生する応力度 は現行の設計法における許容応力度を大きく超過した.

この結果より,つばさ杭先端部の引抜き抵抗の有意性 が確かめられた.また,杭頭部発生応力度の結果より, 今後の課題として「静的震度法(許容応力度法)におけ るフーチング慣性力の設定手法」,「レベル2地震動に 対する風力発電設備基礎の要求性能の設定手法」の2 項目が挙げられる.

#### 参考文献

- 大塚,棚邉,土渕,山崎:先端翼付き鋼管杭の先端部挙 動および復元カ特性に関する研究,構造工学論文集, Vol.51A, 2005.3
- 2)(財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同 解説(SI単位版)-基礎構造物-, pp. 201-263, 2000.6
- 3) 国土開発技術センター,一般土木工法・技術審査証明報 告書「NSエコパイル工法」,2000.3
- 岩上,大塚,榊:杭基礎の静的耐震設計手法改善に関する解析的研究,第27回地震工学研究発表会論文集, 2003.8
- 5)(社)土木学会:開削トンネルの耐震設計, pp. 50-59, 1998 1998.10
- 6) 岩上憲一,大塚久哲,竹村太佐:大地震時における短杭 基礎の耐震設計に対する基礎的考察,構造工学論文集 ,Vol. 47A, pp. 1545-1556, 2001.3

(2005.3.15 受付)

## SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF WIND TURBINE GENERATOR SYSTEM USING STEEL PIPE SCREW PILE

#### Hisanori OTSUKA, Takashi TANABE and Takaomi DOBUCHI

Recently, the wind turbine generator systems have positively been introduced as one of the clean energy in many countries. This movement spreads even in Japan. The investigation of seismic safety of these systems for level 2 earthquake seems to be an important problem with the extension of the facility popularization.

Recently, screw piles which show excellent performance for the drawing resistance have been used in towering structures such as wind turbine generator systems, in which huge overturning moments occurred for wind and earth-quake.

In this study, by using characteristics of screw pile confirmed from the experiment conducted by authors, dynamic analysis of this system for the level 2 earthquake ground motions is carried out to clarify the effectiveness of screw piles. The usefulness of the screw piles is examined by comparing with the straight piles.