

プレストレストコンクリートを用いた風力発電タワーの試設計

九州大学大学院建設デザイン部門
(株)富士ピー・エス 建築技術部
九州大学大学院建設デザイン部門

○矢葺 亘
浜本哲嗣
大塚久哲

1. はじめに

日本では『新エネルギー発電法』により電気事業者に一定量以上の電力を新エネルギーによる発電とすることが義務づけられ、近年、新エネルギー・産業技術総合開発機構 (NEDO) による全国の詳細な風況精査、設計マニュアル等の整備に基づき、ウインドファーム形式の大規模な風力発電事業がおこなわれている。風力発電設備におけるタワー部の構造はそのほとんどが鋼製の変断面モノポール形式であるが、1基あたりの発電量は近年増大傾向にあり、部材の大型化による運搬上の問題や、メンテナンス、また将来における洋上への設置を考慮し、プレストレスを用いたコンクリート製のタワーが構造的に有利であると考えた。

本研究は大容量の発電装置を有するプレストレストコンクリート (以下PCという) タワーについて弾性および動的解析をおこない、耐震安全性について検討したものである。

2. コンクリート製タワーの利点と課題

RC・PC製タワーを考えた場合の利点をまとめると以下のように考えられる。

- ・セグメントによる高強度化と施工省力化
- ・現場打ちでも輸送コスト面でメリットあり
- ・メンテナンスの点で有利
- ・大規模タワーの製作可
- ・供用年数の長期化 (耐用年数が延びれば発電量 / 建設コストの増大へ)
- ・鋼製タワーと同規模のタワーで、より発電量の大きいナセルを設置可能である

また、課題は以下のように考えられる。

- ・耐震性の検討
- ・疲労 (円周全方向の疲労, ねじり疲労)
- ・施工法の検討・開発
- ・経済性検討の必要性 (現在試算中)

3. 検討対象

図-1に対象タワーの側断面と断面図を示す。タワーは高さ57.14m、脚部直径6.0mから頂部で3.36mに漸減する変断面モノポール構造とする。ブレードを含むナセルの重量は1638kNとし、ナセル荷重中心高さは60mとする。部材厚は脚部で400mm、頂部で300mmと仮定した。用いた材料を表-1に示す。

4. 弾性解析

設計に際して使用した基規準関係を下に列記する。

- 1) 建築基準法および同施工令
- 2) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 (日本建築学会1999改定)
- 3) 煙突構造設計施工指針 (日本建築センター1982)

4) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 (日本建築学会)

解析は図-2に示すようにPCタワーを高さ方向に分割し、各節点における長期および短期に生ずる応力に対して断面設計をおこなった。応力は19種類の荷重組み合わせの中から、長期および短期それぞれ最大値を採用することとし、コンクリートの設計基準強度は30N/mm²、設計プレストレスレベルはフルプレストレスングとした。

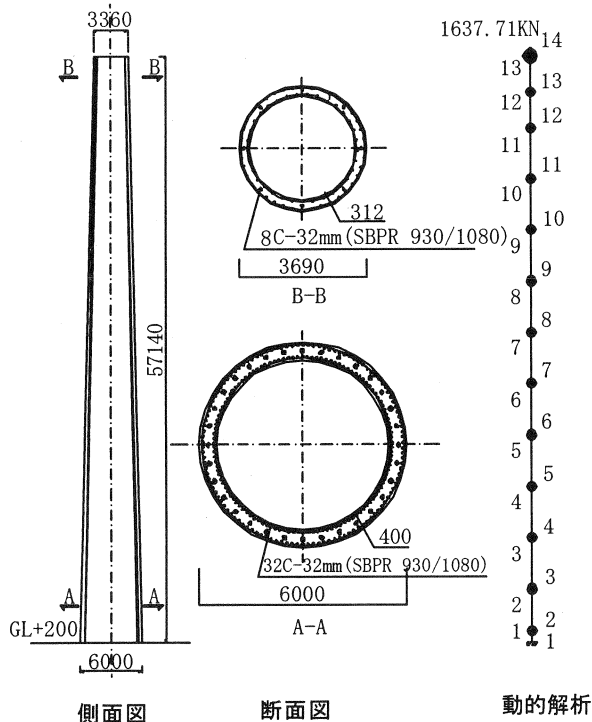


図-1 検討対象 (単位mm)

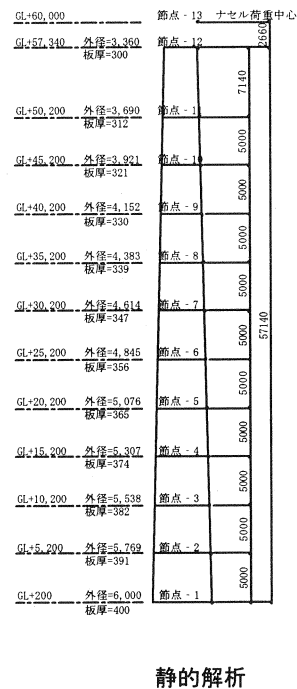


図-2 解析モデル

表-1 使用材料

コンクリート	30 N/m ²
鉄筋	D16以下 SD295A
	D19以上 SD345
PC鋼材	32mm (SBPR 930/1080)

5. 弾性解析結果

表-2に設計応力および解析結果を示す。長期設計荷重時については、PC鋼材を8本から32本配置することにより全断面においてコンクリートの縁応力度を許容応力度以内とすることが可能である。また短期についてもD22の鉄筋を150から250mm程度の間隔で配置することにより部材耐力を確保できる。人通孔などによる局部応力や疲労に対する検討については次の課題としたい。

6. 動的解析

ここでは道路橋示方書²⁾の考え方に準拠したタイプI及びタイプII地震動に対する動的解析を実施し、耐震安全性について検討した。解析モデルを図-2(動的解析)に示す。本研究では2次元の多質点系でモデル化した。高さ方向に13分割し頂部、節点14にはナセル部の集中質量を付加した。タワーの基部は固定とした。タワーの非線形特性にはひび割れ、PC降伏、終局を考えたM-φ関係を用いた

表-2 算定結果一覧

節点	長期 (共振時)			短期 (地震時)			PC鋼材 (本)	緑応力度 (N/mm ²)		主筋 (本)	M ₁ (kNm)	Hoop	Q _u (kN)
	N (kN)	M (kNm)	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)	Q (kN)		σ_1	σ_2				
	13												
12	2285	2059	498	4569	4707	1570	8	1.28	3.31	64	20286	D130100	3593
11	2631	5344	504	5261	15647	1703	8	0.03	4.16	72	24657	D130100	3966
10	2961	7834	510	5923	24134	1822	16	0.61	5.78	76	35768	D130125	3381
9	3350	10375	516	6700	33238	1952	16	0.07	5.98	80	39783	D130125	3590
8	3772	12956	523	7545	42995	2081	24	0.69	7.09	86	53318	D130125	3799
7	4245	15571	530	8489	53399	2212	24	0.33	7.06	108	62222	D130125	4008
6	4769	18221	537	9539	64456	2341	24	0.06	7.00	114	68380	D130100	5271
5	5370	20903	544	10739	76156	2468	32	0.68	7.71	118	84783	D130100	5532
4	6008	23616	549	12015	88492	2582	32	0.49	7.56	124	92280	D160200	4540
3	6707	26356	554	13414	101395	2680	32	0.35	7.40	162	108248	D160200	4745
2	7470	29119	557	14939	114787	2757	32	0.25	7.24	170	117559	D160150	6599
1	7876	31898	557	15752	128564	2785	32	0.13	7.03	236	142332	D160150	6871

・図-3に基部におけるM- ϕ 関係を示す。部材の復元力特性は武田モデルとした。

動的解析での減衰はレイリー減衰 (1次と2次)を用いた。数値解析は、Newmark β ($\beta = 0.25$)法、積分間隔は0.01秒とした。

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整されたI種地盤用のタイプIの3波 (I-I-1~3)、タイプIIの3波 (II-I-1~3)を用いた。

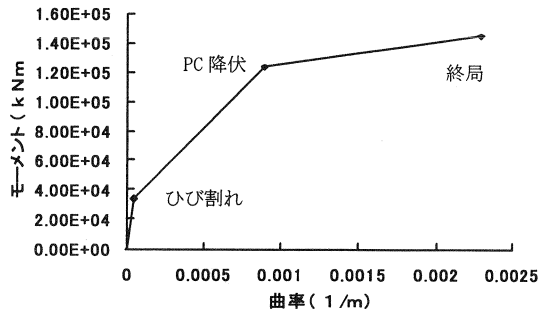


図-3 基部におけるM- ϕ 関係

7. 固有値解析結果

表-3に固有値解析結果を示す。表より地震波入力のX方向に対し、1次モードが支配的であることがわかる。図-4にモード図を示す。

表-3 固有値解析結果

モード	周期	有効質量		刺激係数	
		X	Z	X	Z
1	1.12E+00	2.29E+02	3.54E-51	-1.51E+01	5.95E-26
2	2.01E-01	8.48E+01	6.57E-55	-9.21E+00	8.11E-28
3	7.48E-02	1.34E+00	6.10E+02	1.16E-20	2.47E+01
4	7.13E-02	3.53E+01	4.86E-44	5.49E+00	2.20E-22
5	3.55E-02	1.83E+01	3.55E-26	-4.28E+00	-1.89E-13
6	2.80E-02	1.66E-24	1.20E+02	1.29E-12	1.10E+01

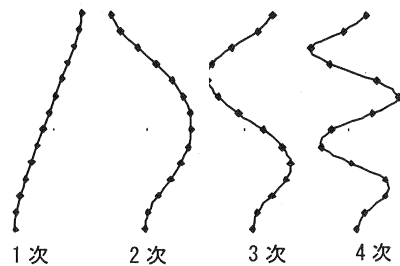


図-4 モード図

8. 動的解析結果

各種地震動に対する部材の最大曲率応答と許容曲率について表-4、表-5に示す。許容曲率の算出に関しても道路橋示方書²⁾に準拠した。解析の結果、タイプIの地震動に対する応答はタイプIIより大きいものの、ひび割れ程度の応答であり、許容値を大きく下回っている。

図-5に最大応答を示したI-I-2地震動に対するタワー頂部の応答変位の時刻歴を、図-6に基部の履歴曲線を示す。

7. 結論

- (1) 長期設計荷重時について、縁応力度を許容応力度以内、短期についても部材耐力以下とするすることが可能であった。
- (2) 本検討対象の固有周期は1.1秒程度であった。
- (3) 非線形動的解析において、レベル2地震動に対して、十分な耐震安全性を有していることが確認された。

今後はナセル重量の影響 (P-D効果) を考慮した解析を行う予定である。

表-4 タイプI地震動に対する安全性照査

要素番号	最大曲率 (1/m)			許容曲率 (1/m)	結果
	I-I-1	I-I-2	I-I-3		
1(基部)	3.0150E-04	3.0780E-04	2.9030E-04	1.3524E-03	OK
2	3.4370E-04	3.7030E-04	3.4600E-04	1.4483E-03	OK
3	3.0550E-04	3.6520E-04	3.3460E-04	1.4753E-03	OK
4	2.9240E-04	3.5510E-04	3.1650E-04	1.5070E-03	OK
5	3.2510E-04	3.9730E-04	3.4210E-04	1.6125E-03	OK
6	3.0680E-04	3.6850E-04	3.1480E-04	1.6511E-03	OK
7	2.8160E-04	3.2690E-04	2.8550E-04	1.6917E-03	OK

表-5 タイプII地震動に対する安全性照査

要素番号	最大曲率 (1/m)			許容曲率 (1/m)	結果
	II-II-1	II-II-2	II-II-3		
1(基部)	2.4800E-04	2.8220E-04	2.2610E-04	1.8185E-03	OK
2	2.8200E-04	2.8420E-04	2.4320E-04	2.0060E-03	OK
3	2.5880E-04	2.1440E-04	2.2000E-04	2.0247E-03	OK
4	2.3220E-04	1.5790E-04	2.1060E-04	2.0440E-03	OK
5	2.5020E-04	1.8320E-04	2.2690E-04	2.2204E-03	OK
6	2.5630E-04	2.2120E-04	2.2950E-04	2.2453E-03	OK
7	2.6260E-04	2.3720E-04	2.8460E-04	2.2675E-03	OK

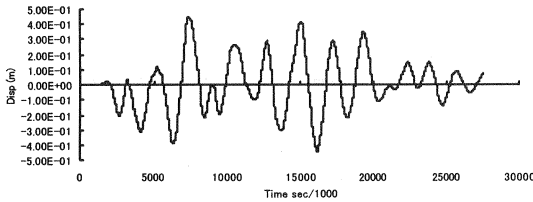


図-5 頂部の応答変位時刻歴

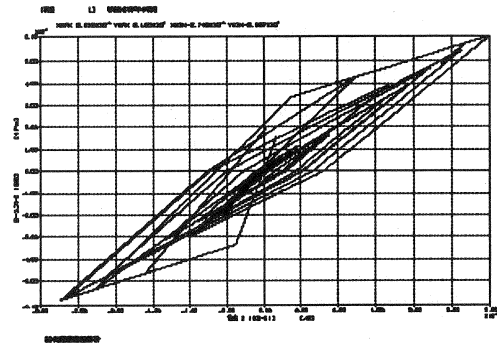


図-6 基部の履歴曲線

参考文献

- 1) 新エネルギー・産業技術総合開発機構 (NEDO): 風力発電システムの設計マニュアル
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説: V 耐震設計編, 1996年12月
- 3) 大塚, 棚邊, 榎: 風力発電設備の動的特性と耐震設計に関する基礎的考察, 構造工学論文集 Vol. 48A, pp. 515-522, 2002年12月