風と地震を同時に受ける洋上風力発電施設の安全性評価

早稲田大学大学院　学生員　○岡田祐
早稲田大学　フェロー　清宮理

1.はじめに　自然エネルギーの有効利用の観点から風力発電に注目が集まっている．しかし，景観や騒音などの環境上の問題や，風車規模の大型化が進んだことなどにより、立地場所に様々な制約を受けるようになり，現在，さらに風が強く安定している「洋上」での風力発電施設の設置が進められているが，日本の事例としては北海道の瀬棚町と山形県の酒田の 2 箇所に建設されている．よって，風力発電施設に対する波浪の影響を考慮するとともに，地震国日本において，耐震性の検討をする必要がある．そこで本研究では，洋上風力発電施設のモデルを対象に，風と波と地震を受ける時の動的応答解析を有限要素法汎用プログラムソフト TDAPⅢで行い，基礎形式の違いや各外力の影響を把握するとともに，荷重の同時性について検討した．

2.解析方法及び入力条件　発電能力 1.65MW，タワー長 60.8m，風車自重 780ｋN のモノパイル式，ケーソン式，組杭式，ジャケット式の四種類の基礎形式(図 2-1～2-4)を解析対象構造物とした．解析モデルは二次元モデルで，タワー・基礎杭をはり要素，ナセルとブレードは質点にモデル化した．表層地盤は工学的基礎面を-40m，全長を 180m とし，平面ひずみ要素の奥行を 5m とした．基盤面の境界条件は固定，側面は並進方向を自由とした．また地盤の非線形性は Ramberg~Osgood モデル，タワー・基礎杭の曲げモーメント―曲率（M－φ）関係はトリリニアモデルを用いた．海底地盤の水深は 20m とした．入力地震動は 1995 年兵庫県南部地震の際のポートアイランド波の入力加速度を 200 ,400 ,600，679Gal に基準化し，基盤入力した．入力風荷重について，荷重の同時性を考慮した場合，暴風時と大地震が遭遇する確率は極めて小さいこと，逆に通常の風速での地震発生確率が高いことから，今回の解析では定格風速(17m/s)における風荷重と波力(ナウファス，アシカ島 1 年確率波)，前述したポートアイランド波を同時に作用させた．その入力波荷重については再現期間が 1 年確率波(周期 T=7.08，波高 H=2.6m，波長 L=96.05m)を抗力係数C_D =1.0，質量係数C_M=2.0，海水の単位体積重量ω_0=1.02 としてモリソンの公式より算出し，動的波荷重として作用させた．解析には有限要素法汎用プログラムソフト T-DAPⅢを用いた．

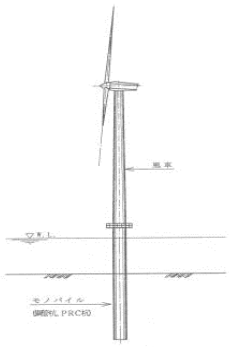

図 2-1　モノパイル式基礎

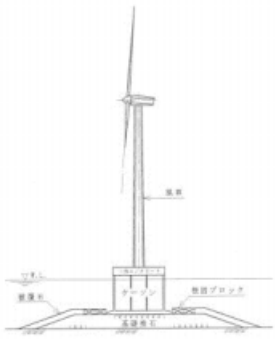

図 2-2　ケーソン式基礎

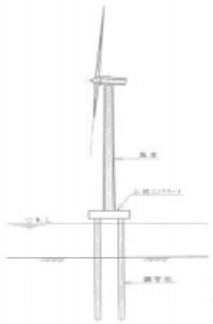

図 2-3　組杭式基礎

キーワード　洋上風力発電施設，動的解析、静的解析
連絡先：〒164-0012　東京都新宿区大久保 3-4-1　清宮研究室　℡：03-5286-3852

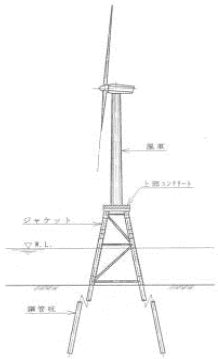

図 2-4　ジャケット式基礎

3.解析結果　それぞれの基礎形式に風，波，地震を同時に作用させた際の動的解析結果のうち，風荷重の影響を大きく受ける頂部での応答加速度，曲げを主に受け持つ基部での曲げモーメント値をそれぞれ表 3-1，表 3-2 に示す．さらに動的，静的風荷重によるタワー挙動の比較を行う為，種々の解析結果のうち定格風速と暴風風速下でのタワー頂部の水平変位値を表 3-3 に，基部の曲げモーメント値を表 3-4 に示す．

表 3-1　タワー頂部・応答加速度

	タワー頂部 応答加速度 (Gal)			
	200	400	600	679
モノパイル	126.3	258.8	390.6	442.5
ケーソン	137.8	264.8	384.2	429.8
組杭	182.9	350.6	504.7	557.7
ジャケット	113.1	223.0	329.5	370.9

表 3-2　タワー基部・曲げモーメント

	タワー基部 曲げモーメント (kNm) (M_y = 70489 kNm)			
	200	400	600	679
モノパイル	17768	21342	25089	26551
ケーソン	19770	25498	31172	33397
組杭	20090	26169	32264	34546
ジャケット	18641	23419	28299	30236

表 3-3　動的，静的風荷重による
タワーの挙動比較(水平変位)

	タワー頂部 水平変位 (cm)			
	静的 定格	動的 定格	静的 暴風	動的 暴風
モノパイル	50.3	66.6	113.3	179.8
ケーソン	29.8	43.1	63.1	99.8
組杭	29.1	46.6	63.9	108.0
ジャケット	29.0	43.6	63.7	101.6

表 3-6　動的，静的風荷重による
タワーの挙動比較(曲げモーメント)

	タワー基部 曲げモーメント (kNm) (M_y = 70489 kNm)			
	静解 定格	動解 定格	静解 暴風	動解 暴風
モノパイル	14630	20535	34308	54369
ケーソン	14500	22285	34178	54259
組杭	14331	23070	34010	55776
ジャケット	14295	21619	33973	54172

4.結論と考察　定格運転時（V=17m/s）と暴風時(V=36m/s)の風荷重を静的・動的荷重としてタワー，ブレード，ナセルに，波力（再現期間 50 年確率波）を基礎に作用させた場合のタワーの応答値について，動的風荷重による曲げモーメント，水平変位は，静的風荷重の 1.5～1.7 倍程度となった．また，この時のタワーの曲げモーメントは，地震時と異なり，基礎形式の違いによる応答値の影響はあまり見られなかった．これは地震荷重や風荷重と比較して，各基礎に対する波荷重の影響が小さく，タワーへの風荷重の条件が同じである為だと考えられる．これらの結果から，洋上風力発電施設は，タワーに作用する風荷重が支配的であり，動的解析などによって詳細に検討をする必要性があると考えられる．また，レベル２地震時，暴風時ともに，タワーの応答曲げモーメントは，基部よりも中間部（10~30m）から降伏に至る傾向があった．

5.まとめ　本検討で用いたタワーは，頂部へいくに連れて径・板厚が小さくなり降伏値も低くなるのだが，高さ方向の降伏値の減少率が一定ではなく，特に基部から高さ 10m にかけて降伏値の減少率が大きい為だと考えられる．道路橋示方書では，原則的に構造物の付け根部で降伏するように断面を決定しているが，本検討で用いたタワーはそうなっていないため，タワー設計の際には考慮すべき点である．地震時では，タワーの応答値が基礎形式の違いによる影響が大きいことから，耐震性評価では，基礎形式の検討が重要である．

参考文献　1)洋上風力発電の技術マニュアル（2001 年度版）―基礎工法に重点をおいて―，財団法人沿岸開発技術研究センター,2002.6
2)力示龍臣，清宮理：風と地震を同時に受ける風力発電タワーの動的地震応答解析,2002.2