

モノパイル式洋上ウィンドファームのフィージビリティスタディ*

その2 設計荷重の評価

A feasibility study on a wind farm with wind turbines supported by monopile substructure

Part 2 Evaluation of design loads

嶋田 健司¹

Kenji SHIMADA

吉田 茂雄³

Shigeo YOSHIDA

本島 禎二²

Teiji MOTOJIMA

石原 孟⁴

Takeshi ISHIHARA

難波 治之²

Haruyuki NANBA

1. はじめに

本論文(その2)ではその1¹⁾で示した気象・海象条件に基づく設計荷重(環境荷重)の評価について示す。

2. 環境荷重の組合せ

環境荷重を評価する上で考慮すべき環境条件は、気象条件(風)、海象条件(波、水流、潮位)、地震である。本節ではこれらの環境条件に基づき環境荷重の組合せを設定する際に考慮した点について示す。

2.1 長期(発電時) 長期(発電時)はIEC61400-3²⁾にはない荷重ケースであるが、安全性の観点から本FSではこれを検討ケースのひとつとして加えた。この荷重ケースにおける風条件は予備検討から発電時の平均風荷重が最大となる12m/sとした。また、波の条件としては、3時間有義波高の年平均値および3時間有義波周期の年平均値を用いた。

2.2 短期(発電時: DLC1.1) 短期(発電時)はIEC61400-3のDLC1.1に相当する。DLC1.1では発電時の風速範囲に対して、変動風と線形不規則波による時刻歴応答解析を実施し、その結果を用いた統計的外挿法に基づいて荷重効果の50年再現期待値を求めるよう規定されている。本検討では予備検討に基づき発電時に最も荷重が不利になるカットアウト風速において統計的外挿法に基づき荷重効果の50年再現期待値を求めた。なお、このケースにおいては波高が、暴風波浪時に比較して小さいため衝撃砕波力の影響は省略した。

2.3 短期(暴風波浪時: DLC6.1a) IEC61400-3に従い、風は変動風、波は線形不規則波を用いた時刻歴応答解析を行った。評価時間1時間の解析を6波実施し、

その結果から断面力を評価した。

風速には、1時間平均風速の50年再現期待値を用い、10分間平均風速を0.95倍することで評価した²⁾。

波高も1時間有義波高の50年再現期待値を用い、評価時間3時間の有義波高を1.09倍することで評価した²⁾。なお、DLC6.1aでは衝撃砕波力による応力は、土木学会「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説(2010年版)」³⁾により、第3節で示す構造モデルに対する規則波中での時刻歴応答解析で別途評価し、応力照査の段階で別途加えることで考慮した。

2.4 短期(暴風波浪時: DLC6.1b) DLC6.1bは波の非線形性を考慮する荷重ケースである。風速は評価時間10分の瞬間最大風速の50年再現期待値として10分間平均風速の50年再現期待値の1.4倍を用いた。待機時はフリーヨー状態であるが、風荷重としては予備検討からタワー基部の最大曲げモーメントが生じるヨー角20°での値を用いた。ちなみにIEC61400-3では±15°の範囲での最大値をとると規定されているのでこれは安全側の条件である。

波高はIEC61400-3では、波荷重効果の5年再現期待値に相当する低減波高として、評価時間3時間の有義波高の50年再現期待値の1.3倍をとるものとしている。一方、非線形規則波をStream Function Theory⁴⁾で計算するためには、 $0.9 \times 0.78 \times$ 水深で与えられる波高が限界である。低減波高と限界波高とを比較すると、後者の方が小さくなるため、本検討ではDLC6.1bの波高としてはこの限界波高を用いた。

IEC61400-3では、さらに風速を低減したDLC6.1cを検討すべき荷重ケースとして規定しているが、波高に関しては上記の限界波高と同じであるので、DLC6.1bの設計条件の方がDLC6.1cより厳しくなることから、本FSではDLC6.1cは省略した。

さらに、IEC61400-3では、暴風波浪時に停電による待機状態に対する荷重ケースとしてDLC6.2を規定している。本検討で想定した風車の暴風波浪時の停電時

*平成24年11月28日第34回風力エネルギー利用シンポジウムにて講演

1 会員 清水建設(株)技術研究所 〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17

2 非会員 清水建設(株) 〒104-8370 東京都中央区京橋2-16-1

3 会員 (株)日立製作所 〒317-0056 茨城県日立市白銀町1-1-1

4 会員 東京大学大学院 〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1

の姿勢はフリーヨーであり、暴風波浪時の正常待機時と同じであるので、DLC6.2の気象・海象条件はDLC6.1と同一である。ただし、荷重係数はDLC6.1が1.35であるのに対し、DLC6.2では1.1である。したがって、DLC6.1の方がDLC6.2よりも厳しい荷重条件となることから、本検討ではDLC6.2も省略した。

2.5 短期（地震時） 地震時ではレベル2地震動に対して検討を行った。風速は年平均風速を用いた。ま

た波の条件は長期（発電時）と同じく3時間有義波高の年平均値および3時間有義波周期の年平均値を用いた。また、荷重係数は、IEC61400-1⁵⁾の11.6項の規定に従い、1.0を用いた。

2.6 疲労 疲労はDLC1.2（発電時）およびDLC6.4（アイドリング時）に対応する。疲労照査は最も厳しいケースである海底面-17mの場合のみ行った。疲労照査結果についてはその3⁶⁾で示す。

表1 環境荷重（長期）の検討ケース

名称	DLC	水深 (m)	風		波				海面流速(m/s)			潮位	荷重係数 (DNV)
			風速(m/s)	べき指数	波高(m)	限界波高	有義波周期(s)	衝撃砕波力	海・潮流	吹走流	沿岸流		
発電時			定常風 (≒定格風速) V_H		有義波高(年平均)				年平均	定格		平均潮位	1
		-9	12	0.14	1.52	-	7.7		0.8	0.09	-	C.D.L+0.88	
		-15	12	0.14	1.52	-	7.7		0.8	0.09	-	C.D.L+0.88	
		-17	12	0.14	1.52	-	7.7		0.8	0.09	-	C.D.L+0.88	

表2 環境荷重（短期）の検討ケース

名称	DLC	水深 (m)	風		波				海面流速(m/s)			潮位	荷重 係数 (DNV)
			風速(m/s)	ベギ 指数	波高(m)	限界 波高	有義波 周期(s)	衝撃 砕波力	海・潮流	吹走流	沿岸流		
発電時	1.1		変動風 (カットアウト風速) V_H		線形不規則波 (有義波高)				年平均	カット アウト		平均潮位	1.25
		-9	25	0.14	4.79	-	8.7	-	0.8	0.19	0.04	C.D.L+0.88	
		-15	25	0.14	4.79	-	8.7		0.8	0.19	0.04	C.D.L+0.88	
		-17	25	0.14	4.79	-	8.7		0.8	0.19	0.04	C.D.L+0.88	
暴風波浪時 (正常待機)	6.1a		変動風 (50年1時間平均) $V_{50,1-hr}=0.95 \times V_{50,10-min}$		線形不規則波 ($H_{s,1-hr}=1.09 \times H_{s,50}$) 1時間有義波高の 50年再現期待値				50年値	50年値		設計高 潮位	1.35
		-9	47.7	0.1	8.09	8.34	14.5	○	2.1	0.39	0.04	C.D.L+2.88	
		-15	47.7	0.1	11.51	12.55	14.5		2.1	0.39	0.04	C.D.L+2.88	
		-17	47.7	0.1	12.27	13.96	14.5		2.1	0.39	0.04	C.D.L+2.88	
暴風波浪時 (正常待機)	6.1b		定常風 (50年瞬間最大) $V_{s50}=1.4 \times V_{50,10-min}$		非線形不規則波 (低減: $H_{red50}=1.3 \times H_{s,50}$) 3時間有義波高				50年値	50年値		設計高 潮位	1.35
		-9	70.3	0.1	9.65	8.34	14.5	○	2.1	0.39	0.04	C.D.L+2.88	
		-15	70.3	0.1	13.73	12.55	14.5		2.1	0.39	0.04	C.D.L+2.88	
		-17	70.3	0.1	14.64	13.96	14.5		2.1	0.39	0.04	C.D.L+2.88	
地震時	61400-1 Annex C		定常風 (年平均風速) V_H		有義波高(年平均)				年平均	年平均		平均潮位	1
		-9	6.67	0.14	1.52	-	7.7	-	0.8	0.05	-	C.D.L+0.88	
		-15	6.67	0.14	1.52	-	7.7		0.8	0.05	-	C.D.L+0.88	
		-17	6.67	0.14	1.52	-	7.7		0.8	0.05	-	C.D.L+0.88	

表3 疲労荷重の検討ケース

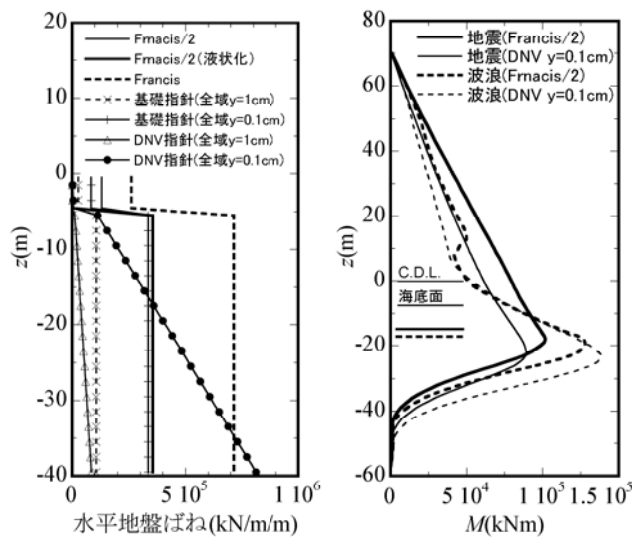
名称	DLC	水深 (m)	風		波				海面流速(m/s)			潮位	荷重 係数 (DNV)
			風速(m/s)	ベギ 指数	波高(m)	限界 波高	有義波 周期(s)	衝撃 砕波力	海・潮流	吹走流	沿岸流		
発電時	1.2		平均風速 V_H		等価有義波高		有義波 周期					平均潮位	1
		-17	3～25	0.14	その ¹⁾ 参照	-	その ¹⁾ 参照	-	その ¹⁾ 参照			C.D.L+0.88	
アイドル時	6.4		平均風速 V_H		等価有義波高		有義波 周期					平均潮位	1
		-17	25～35	0.14	その ¹⁾ 参照	-	その ¹⁾ 参照	-	その ¹⁾ 参照			C.D.L+0.88	

3. 構造のモデル化

設計荷重は環境条件の評価に応じて水深-9m、-15m、-17mについて行った。動的解析では、タワー部、トランジションピース部、モノパイル部を、1軸の多質点系曲げせん断梁でモデル化した。モノパイルを囲む側面の地盤は、ばねとダッシュポット（粘性減衰要素）でモデル化し、地盤ばねはFrancisの式⁷⁾により、ダッ

シュポットの粘性減衰率はGazetasの式⁷⁾により設定した。その際、地盤ばね剛性はFrancisの式の初期剛性の1/2のばねとした。図1にはDNV-OS-J101⁸⁾のp-y曲線にしたがうばねと、Francisの式によるばねの比較と曲げモーメントにおけるばねによる違いを示す。Francisの式の初期剛性を1/2にしたばねによる結果はDNV-OS-J101で杭の水平方向変位を一律0.1cmにした

オーダーに対応している。



(a)地盤ばねの分布 (b)曲げモーメントの分布

図1 Francisの式とDNV-OS-J101による地盤ばねとそれによる曲げモーメントの比較（水深-17mの場合）

ダッシュボットの粘性減衰率におけるせん断波速度は道路橋示方書⁹⁾にしたがって設定した。

トランジションピース部のモデル化にあたっては、グラウトの剛性を考慮した。海底地盤内のモノパイル内部は地盤にあたるとみなし、内部の地盤（砂）の重量および剛性はモデルには含めない。材料減衰は、地震応答解析ではタワー部を0.8%、基礎部を2%とした歪エネルギー比例型減衰、波浪応答解析では、1次および2次の固有振動数の減衰を0.8%としたレーリー減衰とした。図には示さないが、減衰のタイプの影響は加速度に顕著に表れるものの、変位および応力では小さい。表4には主な固有値の算定結果を示す。固有振動数については、発電時のロータ回転との共振を避けるため、1次固有振動数を「0.357以上～0.67Hz以下、または0.22Hz以下」とする必要がある。0.22Hz以下は過度に剛性が低いと考えられ、また0.67Hzを超すことは一般的な鋼製タワーでは現実的でないことから、実質的な制約は0.357Hz以上となる。表4には各水深ごとの1次固有振動数を示すが、この条件を満足している。また、表には参考までにDNVの p - y 曲線による場合も示すが、本モデルよりも約5%低い。

表4 1次固有振動数

ばね モデル	Francis の式 初期剛性の 1/2			DNV p - y ($y=0.1\text{cm}$)曲線
	水深	-9m	-15m	-17m
$f_1(\text{Hz})$	0.433	0.406	0.397	0.377

なお、定常外力に対する静的解析では、土木学会指針

4)にしたがうモノパイル周囲地盤ばねを設定した。

4. 荷重の評価

4.1 荷重の評価方法 (1)風荷重 作用させる風荷重は、長期、短期（6.1b、地震時）は定常風荷重として、短期（発電時、6.1a）および疲労時は変動風荷重（平均成分も含む）として作用させた。変動風スペクトルには Mann モデル³⁾を用いた。なお風速はウィンドファームの全風車に一律の値を与えた。

(2)水流荷重および波荷重 水流荷重はモリソン式で定常荷重として評価した。波力もモリソン式で評価し、短期（発電時、暴風波浪時 DLC6.1a）の線形不規則波の波高スペクトルにはブレットシュナイダー・光易スペクトルを用いた。長期および地震時に対しては波力の最大値を定常波力として作用させた。短期（暴風波浪時：DLC6.1b）の構造検討では、波浪の作用は、進行波による波力成分（モリソン波力成分）に衝撃砕波力を加えることで評価した。

(3)地震荷重 入力地震動は、既往観測波に基づく地震動3波、および告示波3波の計6波とした。地震レベルは、既往の風力発電施設的设计経験においてレベル2地震が耐震設計上クリティカルであることから、レベル2地震のみとした。表層地盤増幅率は、海底地盤中のモノパイル全体に対する平均的な値として、位相にかかわらず、一様に1.2とした。液状化した場合の地盤条件は、海底下5mの地盤のN値を0とし、この範囲のモノパイル側面地盤ばねを取り除き設定した。

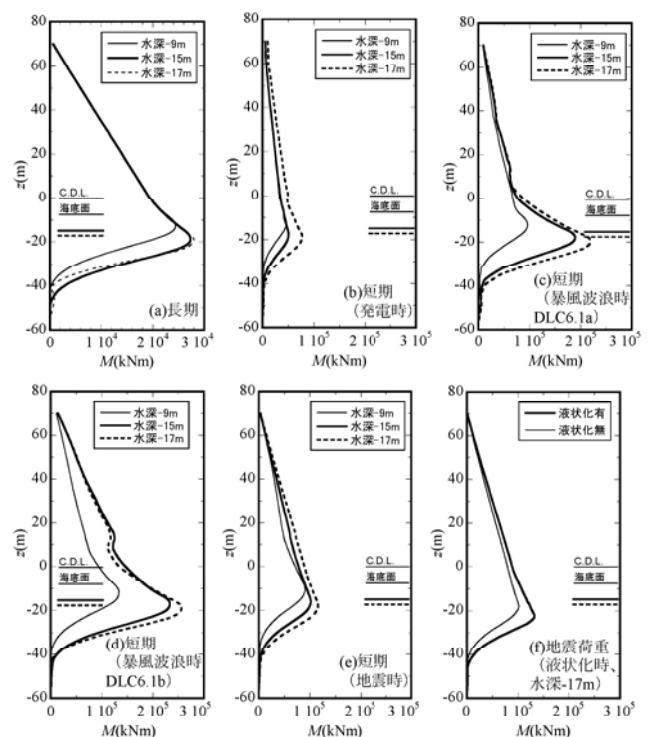


図2 最大曲げモーメントの算定結果

4.2 荷重の算定結果 (1)荷重ケースの比較 図2には荷重ケースごとの曲げモーメントを示す。最大モーメントは海底面下-10m~-20mの範囲で見られる。(b)~(e)の短期荷重について最大モーメントを比較すると、暴風波浪時(DLC6.1b) > 暴風波浪時(DLC6.1a) > 短期(地震時) > 短期(発電時)の順である。長期、短期(発電時)、短期(地震時)には水深による差があまり見られないのは波浪条件を同一としたためであると考えられる。なお液状化した場合の地震時モーメントを(f)に示すが、最大値は約3割増加している。

(2)環境条件要因別の寄与 図3には水深-17mの場合で最も大きな値を示したDLC6.1bについて、モノパイル部分(風車タワー基部から下)の成因(風、波、水流)別のモーメント分布を示す。モノパイル部の最大曲げモーメントはC.D.L.-19m(海底面下2m)の位置で生じている。全体的に波荷重からの寄与が大きい。

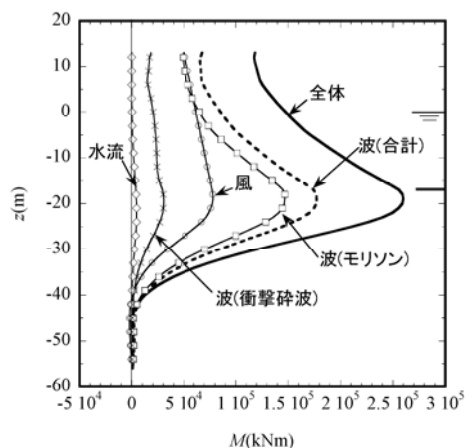


図3 DLC6.1bの成因別モーメント(水深-17m)

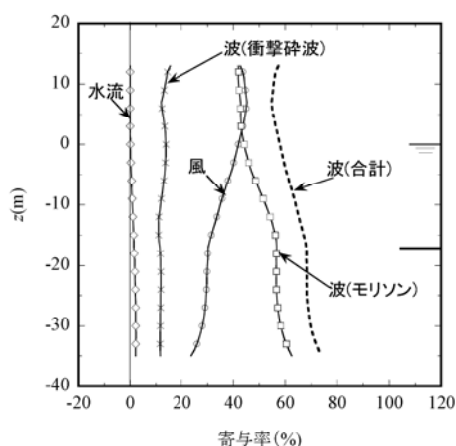


図4 各断面位置でのモーメント寄与率(水深-17m)

図4には各断面位置での成因別寄与率を示す。ピークを示すC.D.L.-19m付近では、モーメント全体に占める寄与の割合は波荷重68%、風荷重30%、水流荷重2%

で、波荷重からの寄与は風荷重からの寄与の約2倍である。さらに波荷重からの寄与はモリソン波力成分が57%、衝撃砕波力成分が11%であり、衝撃砕波力成分による寄与は波荷重全体の寄与の約1/6である。トランジションピースの中間にあたるC.D.L.+2mでは、曲げモーメントに対する風荷重の寄与は43%、波荷重の寄与は57%である。

(3)水深の影響 水深-17mのピーク曲げモーメントは水深-9mに比較して2倍程度になっている。図5には曲げモーメントの内訳を示すが、これは波荷重の寄与の増加であることがわかる。

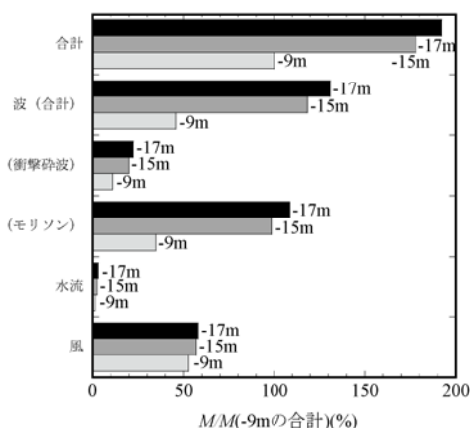


図5 最大モーメント位置($z=-12$ m(水深-9m)、 $z=-17$ m(水深-15m)、 $z=-19$ m(水深-17m))での各寄与の比較(水深-9mの合計に対する割合)

5. まとめ

本論文ではモノパイル式着床式洋上風車の支持構造部に作用する環境荷重の評価の組み合わせと環境荷重の設計荷重について示した。

参考文献

- 1) 石原孟、小川豪、林賜銘、嶋田健司、モノパイル式洋上ウィンドファームのフィージビリティスタディー(その1) 気象・海象条件の評価、第34回風力エネルギー利用シンポジウム論文集、2012
- 2) IEC61400-3: Wind turbines-Part 3, Design requirements for offshore wind turbines Ed.1, 2009
- 3) 土木学会: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説(2010年版)、2011
- 4) Chaplin, J.R., Developments of stream-function wave theory, Coastal Engineering, 3, 179-205, 1980.
- 5) IEC61400-1: Wind turbines-Part 1 Design requirements, Ed.3, 2005
- 6) 白枝哲次、堀哲郎、本島禎二、坂本元靖、藤井茂、モノパイル式洋上ウィンドファームのフィージビリティスタディー(その3) 構造設計と施工検討、第34回風力エネルギー利用シンポジウム論文集、2012
- 7) 日本建築学会、建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計
- 8) DNV, Offshore Standard DNV-OS-J101, Design of offshore wind turbine structures, October 2011.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説