

6. 構造解析モデル

浮体式洋上風力発電施設設計の構造モデルとして、4章の連成解析モデルで紹介した「浮体式洋上風力発電設備小規模試験機」の構造設計の概要を取りまとめた。

6.1 小規模試験機の主要諸元

小規模試験機は、定格出力100kW（SUBARU100/22改）のダウンウィンド型で、ハイブリッドスパー型と称されている構造であり、スパー型浮体の下部はプレキャストPC製、上部は鋼製となっている。本機の主要な諸元を表6.1-1に示す。

表 6.1-1 小規模試験機の主要諸元³⁶

風車型式	SUBARU100/22改
定格出力	100kW
ロータ回転数	18-72rpm
カットイン風速	3-4m/s
カットアウト風速	20m/s
定格風速	7.5m/s(40kW出力制限時)
フィン寸法	0.475m(幅)×20m(高さ)
フィン枚数	4枚
係留チェーン	呼径56mm(Grade3)×3本
コンクリートシンカー	空中重量200tf×2か所
Danforthアンカー	気中重量10tf×1か所

6.2 構造計画概要

6.2.1 自然環境条件

浮体式洋上風力発電設備の設計条件として、自然環境条件（風と波浪）を表6.2-1～表6.2-3に示す。

表 6.2-1 風の条件

荷重条件	10分平均風速	基準高さ (海面上)	高度分布	風モデル	根拠
発電時 平均	7.5m/s	23.3m/s	$\alpha=0.14$ DNV-OS-J101	定常風	解析でタワー基部曲げが最大となる運転風速
暴風時	36m/s	10m	$\alpha=0.1$ (粗度1)	変動風	建築基準法における近隣地域の基準風速
発電時 最大	4-20m/s	23.3m/s	$\alpha=0.14$ DNV-OS- J101	変動風	DNV-OS-J101 DLC1.1

風車のハブ高さ:23.3m

表 6.2-2 波浪の条件

荷重条件	有義波高	有義波周期	最大波高	最大波高時周期	スペクトル	備考	根拠
発電時平均	—	—	1.86m	8.0s	規則波		下記を参照
暴風時	7.73m	14.0s	—	—	フレッド シュナイ ダー・光易		
発電時最大	表 6.2-3 を参照			変動風		風速2m/s 間隔	

波浪条件の算出式

$$H_s = \max(1.0m, 0.55 \cdot H_s^{*1}) \quad , \quad T_s = \max(8s, T_s^{*2})$$

$$H_s = 0.0094 \cdot 0.16^{(-5/3)} \cdot \frac{V_{60\min_10m}^2}{g} \quad (\text{GL Wind2005, Appendix 4.J})$$

$$T_s = 14.3 \cdot \text{sqrt}\left(\frac{H_s}{g}\right) \quad (\text{DNV OS-J101})$$

*1 : $V_{60\min_10m}$; 海面上 10m における 1 時間平均風速

*2 : GL Wind2005, Appendix 4.j

*3 : DNV OS-J101

表 6.2-3 波浪の条件 (発電時最大)

$V_{10\min_hub}$ (m/s)	$V_{10\min_10m}$ (m/s)	$V_{60\min_10m}$ (m/s)	Hs (m)	Ts (m)
4.0	3.6	3.2	1.0	8.0
6.0	5.3	4.9	1.0	8.0
8.0	7.1	6.5	1.0	8.0
10.0	8.9	8.1	1.0	8.0
12.0	10.7	9.7	1.1	8.0
14.0	12.4	11.3	1.4	8.0
16.0	14.2	12.9	1.9	8.0
18.0	16.0	14.6	2.4	8.0
20.0	17.8	16.2	2.9	8.0

その他の自然環境条件として、津波における発電時流速+津波流速が暴風時流速を下回ることから、設計条件から除外しているものの、設計水深および潮流は次のように設定されている。

設計水深：発電時 97.2m、暴風時 99.1m

潮流：発電時 0.4m/s、暴風時 0.56m/s 海底までの 1/7 乗則

6.2.2 荷重条件と力の組合せ

発電時平均、暴風時および発電時最大の条件下における個別荷重の組合せと向きについて、表 6.2-4 に掲げるとともに、荷重の向きを図 6.2-1 に示す。また、荷重係数は表 6.2-5 に示す通りである。なお、発電時最大荷重を算出結果は暴風時を下回ることから、設計からは除外されている（参考までに表 6.2-6 に発電時最大荷重算出用の詳細条件を示す）。

表 6.2-4 発電時平均、暴風時および発電時最大の条件下における個別荷重の組合せと向き

許容応力度	個別荷重 条件	固定荷重 G	積載荷重 P	静水圧・浮力 F	係留力 Y	風荷重			波+流れ荷重※1			ナセル方位	風方向	波+流れ方向	解析 Seed 数※3	採用条件
						発電時平均 W1	暴風時 W2	発電時最大 W3	発電時平均 X1	暴風時 X2	発電時最大 X3					
						deg										
長期	発電時平均(ケース1)	○	○	○	○	○			○			0	0	0	1	
	発電時平均(ケース2)	○	○	○	○	○			○			0	0	90	1	
	発電時平均(ケース3)	○	○	○	○	○			○			0	0	180	1	○
短期	暴風時(ケース1)	○	○	○	○		○			○		90	0	0	6	○
	暴風時(ケース2)	○	○	○	○		○			○		90	0	90	6	○
	暴風時(ケース3)	○	○	○	○		○			○		90	0	180	6	○
	発電時最大(ケース1)※2	○	○	○	○			○			○	0	0	0	※2	
	発電時最大(ケース2)※2	○	○	○	○			○			○	0	0	90	※2	
	発電時最大(ケース3)※2	○	○	○	○			○			○	0	0	180	※2	

*1：流れ＝海潮流＋吹送流

*2：発電時最大(ケース1～3)は表 6.2-6 を参照

*3：解析 Seed が 2 以上のものは、最大値の平均を取り設計荷重とする。

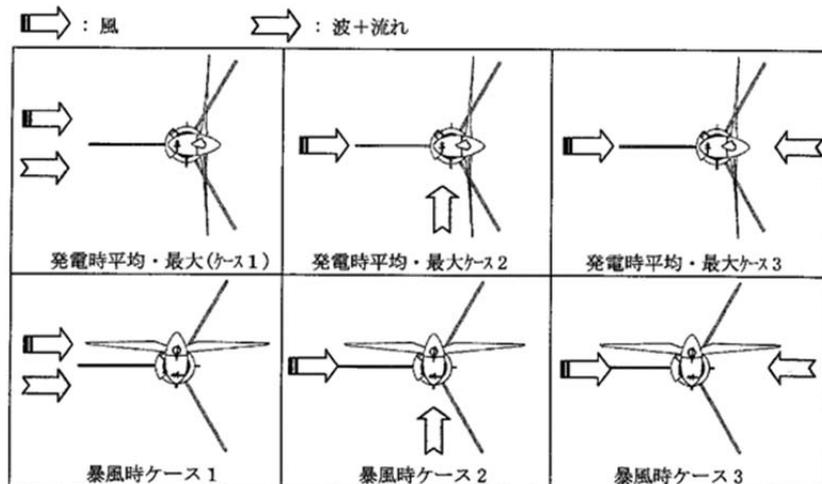


図 6.2-1 荷重の向き

6.2.3 荷重の算出方法

発電時平均、暴風時および発電時最大の条件について、荷重を求める手順を表 6.2-7 に示す。なお、規則波法と変動風・不規則波シミュレーションによる計算結果より、規則波法が安全側になることが得られた。

表 6.2-7 発電時最大荷重算出用の詳細条件

手順	発電時平均	暴風時	発電時最大
①固定荷重	材料、寸法に基づき算出する。		
②積載荷重	材料、寸法に基づき算出する。（但し、影響が少ない場合は無視する。）		
③風荷重 (風モデル)	7.5m/s@23.3mH $\alpha=0.14$ 風力設計指針に基づき荷重算出	36m/s@10mH $\alpha=0.1$ (粗度 I) 風力設計指針に基づき荷重算出	4~20m/s@23.3mH $\alpha=0.14$ 変動風モデル作成
④波モデル	下記条件の規則波 水深：97.2m 潮流：0.4m/s@静水面 吹送流：0.06m/s@静水面 波浪：1.86m/8.0s	下記条件の不規則波 水深：99.1m 潮流：0.56m/s@静水面 吹送流：0.40m/s@静水面 波浪：7.73m/14.0s	下記条件の不規則波 水深：97.2m 潮流：0.4m/s@静水面 吹送流：0.03~ 0.16m/s@静水面 波浪：1.0~2.9m/8.0s
⑤ADAMSによる時刻歴解析	【規則波法】 固定・積載・風荷重は定常力として与え、波（規則波）を動的に与える	【変動風・不規則波シミュレーション法】 固定・積載荷重は定常力として与え、風車の状態（運転/待機）を模擬した上で風（変動風）と波（不規則波）を動的に与える	
⑥荷重の算出	⑤の解析により、固定荷重、積載荷重、風荷重、波+流れ荷重、係留反力が応答値として時刻歴で算出される。これには慣性力、P- Δ 効果も含む		
⑦静水圧・偏圧(浮力)	⑤の解析により浮体の変位等の位置情報から計算して時刻歴で算出する。		
⑧荷重係数	表6.2-5に従い各荷重成分に荷重係数を乗じる。		
⑨荷重決定	上記の時刻歴荷重のうち、照査部位毎に最も厳しい時刻の荷重を設計荷重とする。		

6.2.4 性能目標の一覧

力の種類に応じた各部位の許容値を表 6.2-8 に示す。

表 6.2-8 力の種類に応じた各部位の許容値

条件		個別荷重	
		長期間に生じる力 発電時平均	短期に生じる力 暴風時
タワー	筒身	長期許容応力度	短期許容応力度
	開口部	長期許容応力度	短期許容応力度
	接合部(ボルト)	長期許容引張力	短期許容引張力
	接合部 (フランジ)	長期許容引張力	短期許容引張力
	接合部 (接合面)	長期許容応力	短期許容応力
浮体	鋼製部	長期許容応力度	短期許容応力度
	PC部	長期許容応力度	短期許容応力度
係留	係留索	長期許容応力	短期許容応力
	係留環	長期許容応力度	短期許容応力度
	アンカー	長期許容応力	短期許容応力

6.3 設計荷重

6.3.1 タワー設計荷重

タワー設計荷重は、固定荷重 (G)、積載荷重 (P) および風荷重 (W : 発電時平均風荷重 (W1) , 暴風時風荷重 (W2)) を考慮するとし、風直交方向荷重、地震荷重および積雪荷重は影響が小さいことを確認し、以降の構造計算では荷重として採用していない。

設計荷重は、部位 (塔身、開口部、ボルト他) ごとに、最も厳しい結果となる時刻の荷重を Seed ごとに抽出し、平均値を取り設計荷重としている。

6.3.2 浮体鋼製部の設計荷重

1) 外板

4.2.4 項に示した時刻歴応答解析の結果から部材断面力 (軸力、せん断力、ねじりモーメント、曲げモーメント) を求める。各時刻の静水圧は、浮体動揺と水面位置の時刻歴データを用いて、各部材に時刻歴で算出する。

2) リングスティフナー (補強リング)

API RP 2A で要求されるリングスティフナーの必要断面 2 次モーメントを満足することを確認する。

3) 係留環取り付け部

係留環を含む浮体構造の3次元FEMモデルによる構造解析を行う。

4) 合成部（体鋼製部と浮体PC部の接合部）

4.2.4項に示した時刻歴応答解析の結果から部材断面力を求める。

6.3.3 浮体コンクリート部の設計荷重

時刻歴の部材断面力について、コンクリートの断面応力度（圧縮、せん断）およびPC鋼棒の断面応力度（引張）を算出し、圧縮および引張は最大および最小、せん断は最大となる断面応力度を抽出する。

6.3.4 係留部の設計荷重

1) 係留索・アンカーの設計荷重

再現期間50年に対応した風・波浪中における不規則波時刻歴応答解析結果を基に設計荷重を決定する。最大張力Tmaxの設定の方法は、乱数Seedを変化させた6ケースの時刻歴応答解析で得られた最大値の平均値を最大張力とし、計算時間は3時間相当とする。なお、Tmaxの推定についてはAPI RP 2SKの1.6.7.5「Extream Response」の3種類の方法（Method1,2,3）の中のMethod2に該当する。

2) 係留環の設計荷重

係留力は、タワー姿勢角度を基に、係留環を取り付けた管壁に作用する荷重（管壁垂直・下向き・面外方向）を求める。また、係留環部での発生荷重および係留環部の設計荷重は、索張力、壁垂直、下向き、面外方向に作用する荷重がそれぞれ最大となる値を抽出している。

3) アンカー設置海域の水深、海底土質および形式の選定

アンカーの設置海域の水深は概ね80mから100mである。海底土質はアンカー設置箇所3ヵ所のうち海側2ヵ所の堆積層が薄いためシンカーを選定した。一方、陸側1ヵ所の堆積層の厚さは15m以上あり、シルト、粘土の粒度比率が高く、せん断強さも小さいことから、シンカー設置による沈下を懸念してドラッグアンカーを選定した。

6.4 構造設計概要

6.4.1 浮体鋼製部の構造計算

応力度照査の方法は、以下の通りである。

- 鋼製部外板：応力度照査はAPI RP 2Aにより行う。
- リングスティフナー（補強リング）：API RP 2Aで要求されるリングスティフナーの必要断面2次モーメントを満足することを確認する。
- 係留索取り付け部の補強：FEM解析要素のミーゼス剛性応力度を求め、日本建築学会鋼構造設計指針の引張許容応力度以下であることを確認する。

6.4.2 係留構造部の構造計算

主要な部位に関する許容応力度および応力照査式は、以下の通りである。

1) 係留環

応力度照査は、API RP 2A により行い、短期許容応力度は、短期許容応力割増係数 $k_w=1.33$ とし、長期荷重時の許容応力度の 1.33 倍としている。また、評価は、公称応力に基づく方法および FEM 解析による方法（局所的な応力の発生状況の確認）により行う。

2) 係留索

係留索は、以下の 2 つの照査方法で行っている。

(1) 張力に関する照査

API RP 2SK (Recommended Practice for Design and Analysis of Station Keeping Systems for Floating Structures) による。

$$\text{最低保証破断強度} \geq T_{\max} \times S_f$$

S_f は安全率（解析手法が Quasi-static に相当するので 2.0 とする）

(2) 許容応力度法（API WSD）に基づく照査

設計荷重作用時の軸応力度 f_t が許容応力度を下回ることを確認する（設計荷重＝最大張力×荷重係数 1.35）。

3) アンカー

(1) ドラッグアンカーの照査

ドラッグアンカーの照査方法は、API RP 2SK による。

$$\text{把駐力 (Holding Capacity)} \geq \text{アンカー点での } T_{\max} \times S_f$$

把駐力：API RP 2SK Appendix D 「Drag Anchor Design」

S_f は安全率（解析手法が Quasi-static に相当するので 1.8 としている）

安全率：API RP 2SK 1997 年版、同 2005 年版、ISO 19901-7、DNV-RP-E301 2010 年版を比較して、上記の設定としている。

(2) コンクリートシンカーの照査

コンクリートシンカーの照査方法 API RP SK 2005 年版による。

$$\text{滑動抵抗 (Anchor Capacity)} \geq \text{アンカー点での } T_{\max} \times S_f$$

滑動抵抗の算定に用いるコンクリートと砂の静止摩擦係数：「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 11 年 日本港湾協会」（第 16 章）により 0.5 とする

S_f は安全率（1.2 とする）

安全率：8 件の基準類を比較して、上記の設定（港湾の施設の技術上の基準・同解説）としている。