

# 付属書

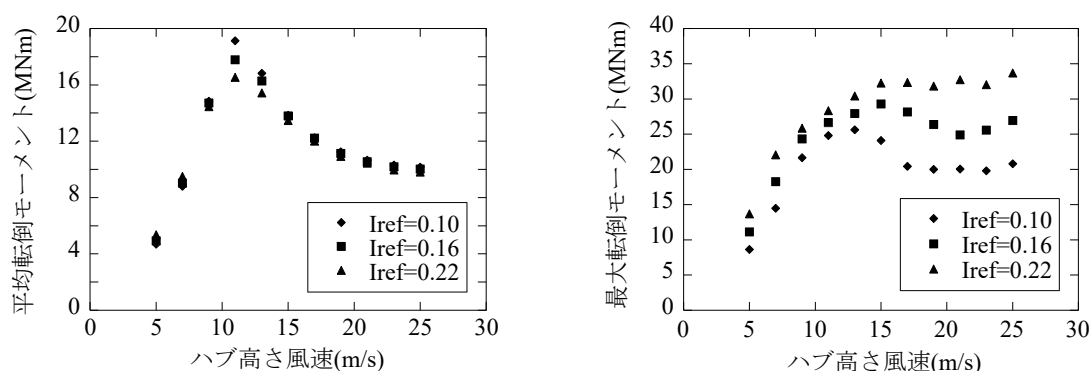
付属書1	発電時における終局強度解析のための気象海象パラメータの統計的外挿	付-1
付属書2	コーン貫入試験(CPT)による地盤評価	付-5
付属書3	洗掘の検討	付-19
付属書4	氷荷重に対する洋上風力発電設備等の支持構造物の設計	付-22
付属書5	抵抗係数の設定例(短期荷重及び疲労荷重)	付-25
付属書6	安全性照査に関する許容応力度の設定例(長期荷重、地震荷重、津波荷重)	付-31
付属書7	安定性照査に関する許容支持力及び安全率の設定例(長期荷重、地震荷重、津波荷重)	付-46
付属書8	疲労設計	付-65
付属書9	熱帯性低気圧地域での安全レベルの調整	付-69

## 付属書1 発電時における終局強度解析のための気象海象パラメータの統計的外挿

この付属書では、発電時における終局強度解析（DLC1.6）のために、気象海象パラメータを統計的に外挿し、高波浪時海況（SSS）を評価する方法を示す。

### 1. JIS C 1400-3 の要求事項

JIS C 1400-3<sup>1)</sup>にて要求されているのは、本来、風作用と波浪作用による荷重効果の再現期間を50年となるように設定することである。ここで、荷重効果（作用効果）とは、構造物が外力を受けて生じる応答や応力を意味する。洋上風車の場合、動的な非線形応答となることから、「再現期間50年の荷重による応答値」と、「荷重効果としての50年再現期待値」は、厳密には異なる。さらに、発電中の風車の場合、風荷重による応答値（タワー基部の平均転倒モーメント）は、定格風速の前までは風速とともに増加するが、定格風速の後ではピッチ角の影響により風速の増加と共に減少するという、強い非線形性を示す（付図-1.1）。



付図-1.1 タワー基部モーメントの平均値、最大値  
(風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>2)</sup> 図解 4.3.1 より)

### 2. 風作用と波浪作用による荷重効果の50年再現期待値の評価方法<sup>3)</sup>

前項を踏まえ、風作用と波浪作用による荷重効果の50年再現期待値の評価方法としては、以下の2つの方法が挙げられる。

#### ① モンテカルロシミュレーション (MCS) による方法

本方法は、まず平均風速  $v$  と有義波高  $H_s$  の結合確率密度分布を定め、MCS によって各荷重の組合せを多数用意し、それぞれの応答解析結果より50年再現期待値を評価する方法であり、膨大な計算量を必要とする。また、JIS C 1400-1<sup>4)</sup> 付属書 F や風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>2)</sup> には、ある作用に対する荷重効果の超過確率を定め、これに作用の出現頻度分布を乗じて算出する方法が示されており、石原・石井<sup>5)</sup> は、風速と乱れによる発電時の最大風荷重評価にこれを適用している。

#### ② 環境等値線による方法

本方法は、平均風速  $v$  と有義波高  $H_s$  との再現期間50年の組合せを定義する環境等値線を生成し、この等値線上にある複数の荷重の組合せから、応答極大値を探索する方法である。本方法では、環

境等値線上で求めた応答極大値が荷重効果としての 50 年再現期待値に等しいと仮定している。なお、環境等値線は逆一次信頼性解析法（IFORM）によって求める。

### 3. IFORM による環境等値線の生成方法

環境等値線による方法は上記の仮定を含んでいるものの、JIS C 1400-3<sup>1)</sup> 附属書 G に示されている方法であり、設計実務においては最も適用性が高いと考えられる。以下では、IFORM による環境等値線の生成方法を示す。

まず、相関のない二つの標準正規確率変数  $U_1$  及び  $U_2$  から、相関を有する任意の確率変数  $V$ 、 $H_s$  に変数変換する。これを行う一般的な方法の 1 つが、次式により表される Rosenblatt 変換である。

$$\begin{aligned}\Phi(U_1) &= F_V(V) \\ \Phi(U_2) &= F_{H_s}(H_s|V)\end{aligned}\tag{付 1.1}$$

ここに、 $\Phi$ ：標準正規確率分布関数

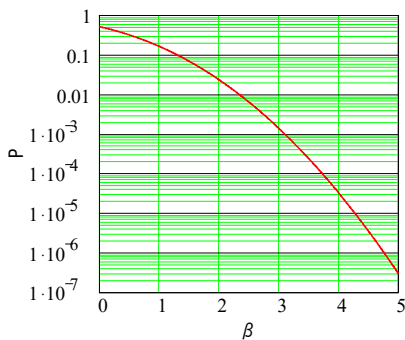
$F_V(V)$ ：平均風速  $v$  の確率分布関数

$F_{H_s}(H_s|V)$ ： $v$  における条件付き有義波高  $H_s$  の確率分布関数

Rosenblatt 変換の利点は、相関係数を用いずに  $F_V(V)$  と  $F_{H_s}(H_s|V)$  という二つの分布によって、結合確率を表現できることである。したがって、確率変数  $V$ 、 $H_s$  は式(付 1.1)の逆関数によって与えられる。

$$\begin{aligned}V &= F_V^{-1}[\Phi(U_1)] \\ H_s &= F_{H_s}^{-1}[\Phi(U_2|V)]\end{aligned}\tag{付 1.2}$$

標準正規空間  $U$  では、再現期間 50 年に対応する超過確率  $P$  を満足する点  $(U_1, U_2)$  の集合は、半径  $\beta$  の円、 $U_1^2 + U_2^2 = \beta^2$  で表現される。このとき  $\beta$  は次式で定義され、これを図示したものが付図-1.2 である。



付図-1.2  $\beta$  と  $P$  の関係

$$\begin{aligned}\beta &= -\Phi^{-1}(P) \\ P &= 1/N\end{aligned}\tag{付 1.3}$$

ここに、 $N$ ：50 年間における独立な海況の個数

海況の評価時間を 20 分とし、これを 20 分毎の独立事象と仮定すると、超過確率は  $P = 1/(50 \times 365 \times 24 \times 60 / 20) = 7.61 \times 10^{-7}$  となり、式(付 1.3)より  $\beta = 4.81$  となる。

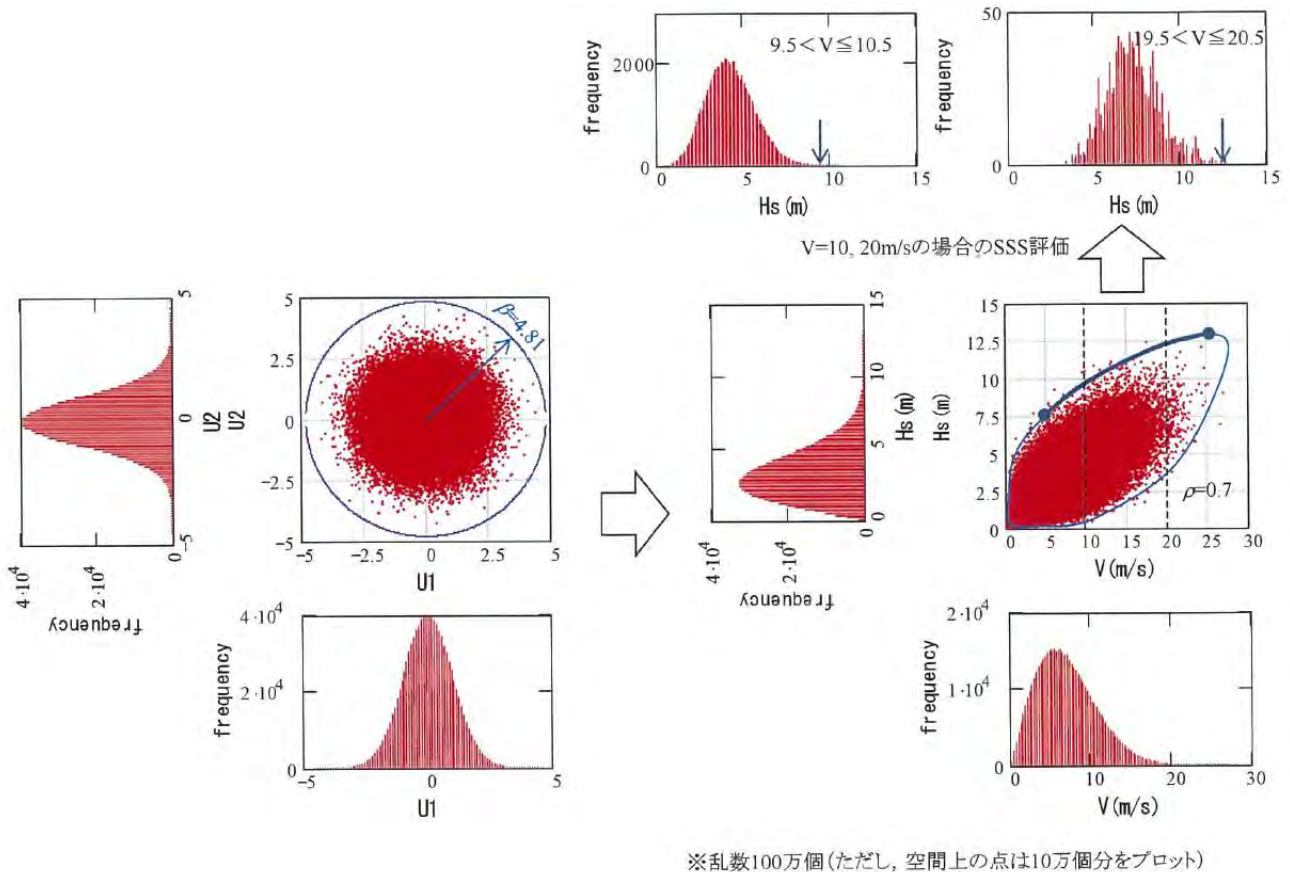
以上により、環境等値線は次のとおり求めることができる。まず、運転範囲内のそれぞれの平均風速  $v$  について、次式によって標準正規化された変数  $U_1$  を求める。

$$U_1 = \Phi^{-1}[F_V(V)]\tag{付 1.4}$$

次に、この  $U_1$  を用いて高波浪時海況 (SSS) の有義波高を次式により得る。

$$H_{s,SSS}(V) = F_{H_s}^{-1} \left[ \Phi \left( \sqrt{\beta^2 - U_1^2} \middle| V \right) \right] \quad (\text{付 1.5})$$

得られた  $H_{s,SSS}(V)$  の環境等値線を例示したものが付図-1.3 である。図の (b) において、平均風速及び有義波高の確率分布はそれぞれレイリー分布、ワイブル分布を仮定し、両作用の相関係数は 0.7 と仮定している。



(a) 標準正規空間

(b) 物理空間

付図-1.3 環境等値線の構築例

#### 4. SSS の評価手順

前項の環境等値線を用いた SSS の具体的な評価手順を以下に示す。

- ① 高波浪時の観測記録若しくは気象・波浪シミュレーションにより、発電中 (カットイン風速  $v_{in}$  ~ カットアウト風速  $v_{out}$ ) の 10 分平均風速及び有義波高の統計データを取得する。このとき、 $v_{out}$  以上にまで達した擾乱であっても、擾乱通過後に、波が厳しいままだが  $v_{out}$  以内にまで風速が低下している状況があることに留意する。
- ② 平均風速  $v$  の確率分布関数  $F_v(V)$  を、統計データからの近似により決定する。あてはめ関数としてはレーリー分布や正規分布が考えられる。
- ③ 風速階級別の条件付き有義波高  $H_s$  の確率分布関数  $F_{H_s}(H_s|V)$  を、統計データからの近似により決定する。あてはめ関数としては、波浪の極値統計解析で一般に用いられるワイブル分布や対数正規分



布等の裾の長い関数が保守側の評価となる。

- ④ 50年間に於ける独立な海況の個数より超過確率  $P$  を評価し、式(付 1.3)によって  $\beta$  を算出する。
- ⑤ 式(付 1.4)、式(付 1.5)より高波浪時海況 (SSS) の環境等値線を得る。ここで、 $H_{s,SSS}(V)$  の上限値は再現期間 50 年の有義波高  $H_{SS0}$  とする。
- ⑥ 環境等値線上にある複数の 10 分平均風速と有義波高の組合せに対して時刻歴応答解析を実施し、応答極大値を求める。

#### 参考文献

- 1) 日本規格協会 (2014), JIS C1400-3: 風車—第 3 部: 洋上風車の設計要件
- 2) 土木学会 (2010), 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説
- 3) 石原孟・大森政則・荒川洋・山口敦 (2017), 銚子沖における波浪の数値予測に関する研究, 第 39 回風力エネルギー利用シンポジウム
- 4) 日本規格協会 (2017), JIS C1400-1: 風車—第 1 部: 設計要件
- 5) 石原 孟・石井 秀和(2010), 風車タワーに作用する発電時最大風荷重の予測、第 21 回風工学シンポジウム論文集

## 付属書2 コーン貫入試験（CPT）による地盤評価<sup>1)</sup>

本付属書では、コーン貫入試験を用いて地盤調査を行う際の適用範囲や地盤定数の評価方法、試験結果を用いた設計方法などを示す。

### 1. 適用範囲

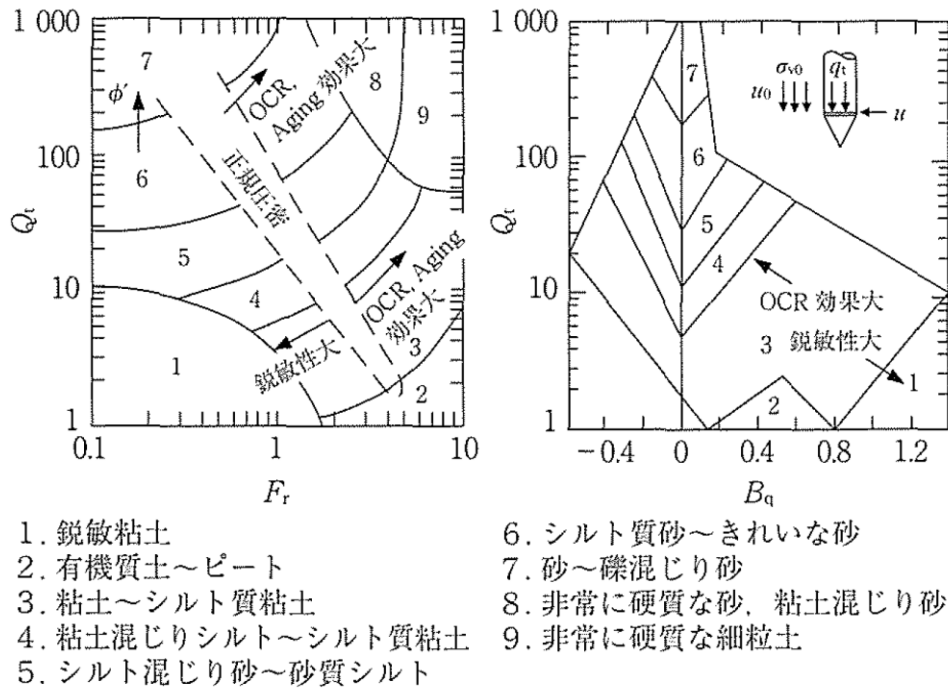
本付属書では、先端抵抗、周面摩擦及び間隙水圧を測定する電気式コーン貫入試験（以下、「コーン貫入試験」とする）を使用した場合の地盤評価方法及びそれを用いた設計方法を対象とする。コーン貫入試験の試験方法、測定結果の整理方法、測定結果から地層構成や地盤定数を評価する方法、測定結果と室内試験のキャリブレーション方法などは、地盤調査の方法と解説<sup>2)</sup>に掲載されており、これを参考にすることができる。コーン貫入試験結果を用いた設計方法には、基礎の支持力評価並びに構造解析用の地盤ばねの設定があり、詳細は後述する。

### 2. 結果の解釈にあたっての基本的な考え方

コーン貫入試験の最大の特徴は、深さ方向に連続した測定値が得られることであり、地盤の不均質な堆積構造を詳細に探知できるという利点を有している。また、コーン貫入試験では、貫入抵抗、周面摩擦、間隙水圧などの多様な地盤情報が得られるため、これに基づいてより信頼性の高い地層構成を得ることができる。ただし、試料採取を行わないため、土質分類に際してはデータを解釈する技術者の力量に大きく依存することにも注意する必要がある。

### 3. 地層構成の評価

地層構成の判別方法については、例えば Robertson<sup>3)</sup>により提案された土質分類チャート（付図-2.1 参照<sup>2)</sup>）を参考にすることができる。このチャートでは、先端抵抗（ $Q_t$ ）に対する摩擦比（ $F_t$ ）と間隙水圧比（ $B_q$ ）との関係に基づいて、9種類の土質を判別することができる。ただし、既存の土質分類評価法を用いる場合、その評価法の基礎となっているデータが特定の地域の土を対象としたものになっていることが多く、必ずしも対象としている地盤と同じ性状を示すとは限らない。したがって、調査エリアにおける地盤特性の地域性を十分考慮して結果を解析し、場合によっては修正を施すことが望ましい。



付図-2.1 Robertson による土質分類チャート<sup>2)</sup>

#### 4. 地盤定数の評価

##### (1) コーン貫入試験による測定結果の評価方法に関する研究事例

地盤定数の評価方法は、国内外で多くの研究事例があり、付表-2.1 はそれらの代表事例を示したものである。基礎構造の設計で必要となる地盤情報をコーン貫入試験による測定結果に基づいて設定する場合は、これらの研究事例を参考にすることができるが、研究の前提となっている実験条件や原位置試験と室内試験との比較結果を良く見極め、かつ地盤特性の地域性なども十分考慮した上で、適用可否を慎重に判断する必要がある。

付表-2.1 コーン貫入試験の評価方法に関する主な研究事例

分類	項目	関連文献
砂質土	(2) N値	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コーン貫入試験結果と標準貫入試験結果から得られた地盤特性との関係 (鈴木ら)<sup>4)</sup></li> <li>・ Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test (Robertson)<sup>5)</sup></li> <li>・ コーン貫入試験 (地盤試験所)<sup>6)</sup></li> <li>・ Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering (Robertson・Cabal)<sup>7)</sup></li> </ul>
	(3) 内部摩擦角	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Manual on estimating soil properties for foundation design (Kulhawy・Mayne)<sup>8)</sup></li> <li>・ Cone Penetration Testing State-of-Practice (Mayne)<sup>9)</sup></li> </ul>
	(4) 相対密度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地盤調査の方法と解説 (地盤工学会)<sup>2)</sup></li> </ul>
	(5) 液状化抵抗	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地盤調査の方法と解説 (地盤工学会)<sup>2)</sup></li> </ul>
	(6) 細粒分含有率	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コーン貫入試験結果と標準貫入試験結果から得られた地盤特性との関係 (鈴木ら)<sup>4)</sup></li> </ul>
粘性土	(7) 非排水せん断強さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地盤調査の方法と解説 (地盤工学会)<sup>2)</sup></li> </ul>
	(8) 圧密係数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コーン貫入試験結果の解釈－土質分類及び圧密沈下予測について (大和ら)<sup>10)</sup></li> <li>・ コーン貫入試験 (地盤試験所)<sup>6)</sup></li> </ul>

(2) N 値

鈴木ら<sup>4)</sup>は、付図-2.2 に示すようにコーン貫入試験の先端抵抗と標準貫入試験の N 値の関係を土質性状指数  $I_c$ <sup>7)</sup> で分類し、コーン貫入試験から得られる先端抵抗と  $I_c$  より N 値 ( $N_c$ ) を求める方法を提案している。 $I_c$ 、 $N_c$  はそれぞれ式 (付 2.1)、(付 2.2) により算出する。

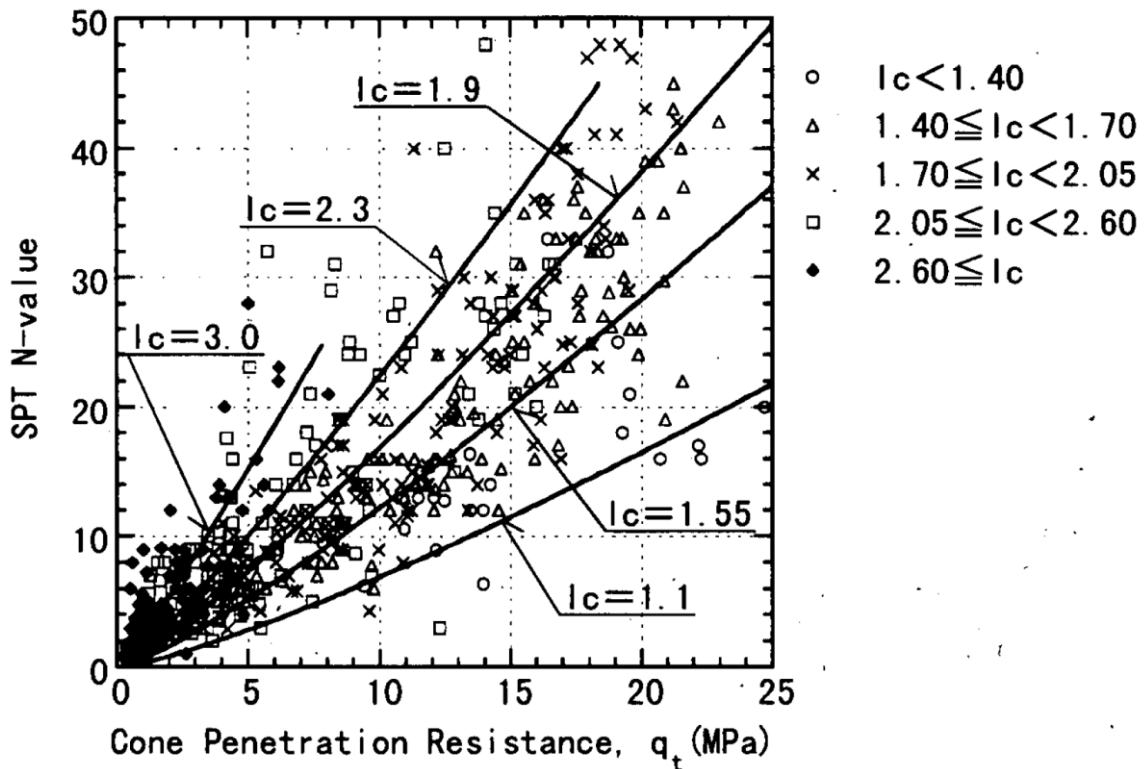
$$I_c = \{(3.47 - \log Q_t)^2 + (1.22 + \log F_R)^2\}^{0.5} \quad (\text{付 2.1})$$

$$N_c = 0.341 I_c^{1.94} (q_t - 0.2)^{(1.34 - 0.0927 I_c)} \quad (q_t > 0.2 \text{MPa}) \quad (\text{付 2.2})$$

$$N_c = 0 \quad (q_t \leq 0.2 \text{MPa})$$

ここで、

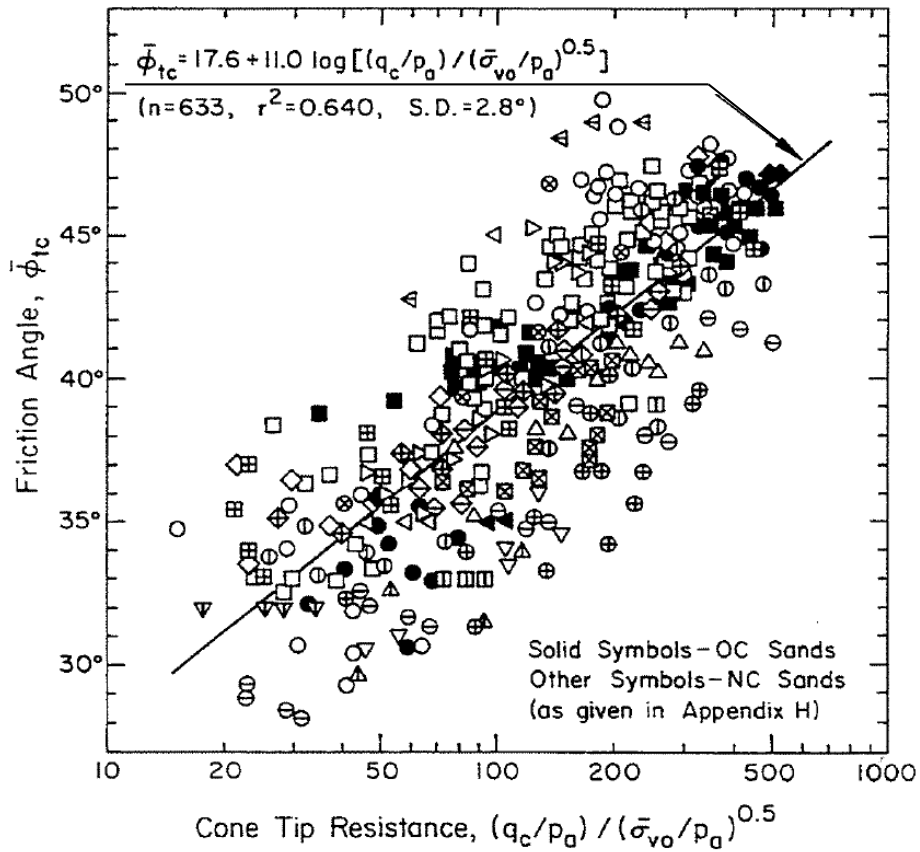
- $I_c$  : 土質性状指数
- $Q_t$  : 基準化先端抵抗
- $F_R$  : 基準化摩擦比
- $N_c$  : N 値
- $q_t$  : 先端抵抗



付図-2.2  $I_c$  で分類した先端抵抗と N 値の関係<sup>4)</sup>

(3) 内部摩擦角

Kulhawy・Mayne<sup>8)</sup>は、コーン貫入試験から得られる先端抵抗と内部摩擦角の関係式を提案している(付図-2.3中の式(付2.3)参照)。また、Mayneは、コーン貫入試験から得られる間隙水圧と先端抵抗から内部摩擦角を推定する式(付2.4)を提案している。



付図-2.3 内部摩擦角  $\phi$  と先端抵抗の関係<sup>8)</sup>

$$\bar{\phi}_{tc} = 17.6 + 11.0 \log[(q_c/P_a)/(\bar{\sigma}_{vo}/P_a)^{0.5}] \quad (\text{付 2.3})$$

ここで、

- $\bar{\phi}_{tc}$  : 三軸圧縮試験による内部摩擦角
- $q_c$  : 先端抵抗
- $P_a$  : 大気圧
- $\bar{\sigma}_{vo}$  : 鉛直全応力あるいは上載圧

$$\phi'(\text{degrees}) = 29.5 B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 B_q + \log Q] \quad (\text{付 2.4})$$

$$B_q = (u_2 - u_0)/(q_t - \sigma_{v0}) \quad (\text{付 2.5})$$

$$Q = (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma_{v0}' \quad (\text{付 2.6})$$

ここで、

- $\phi'$  : 内部摩擦角 (ただし、 $20^\circ < \phi' < 45^\circ$ )
- $B_q$  : 正規化した間隙水圧 (ただし、 $0.1 < B_q < 1.0$ )
- $Q$  : 正規化した先端抵抗
- $u_0$  : 静水圧
- $u_2$  : コーン根元で計測された間隙水圧
- $q_t$  : 先端抵抗 (ASTM D 5778 により補正)
- $\sigma_{v0}$  : 鉛直全応力
- $\sigma_{v0}'$  : 鉛直有効応力

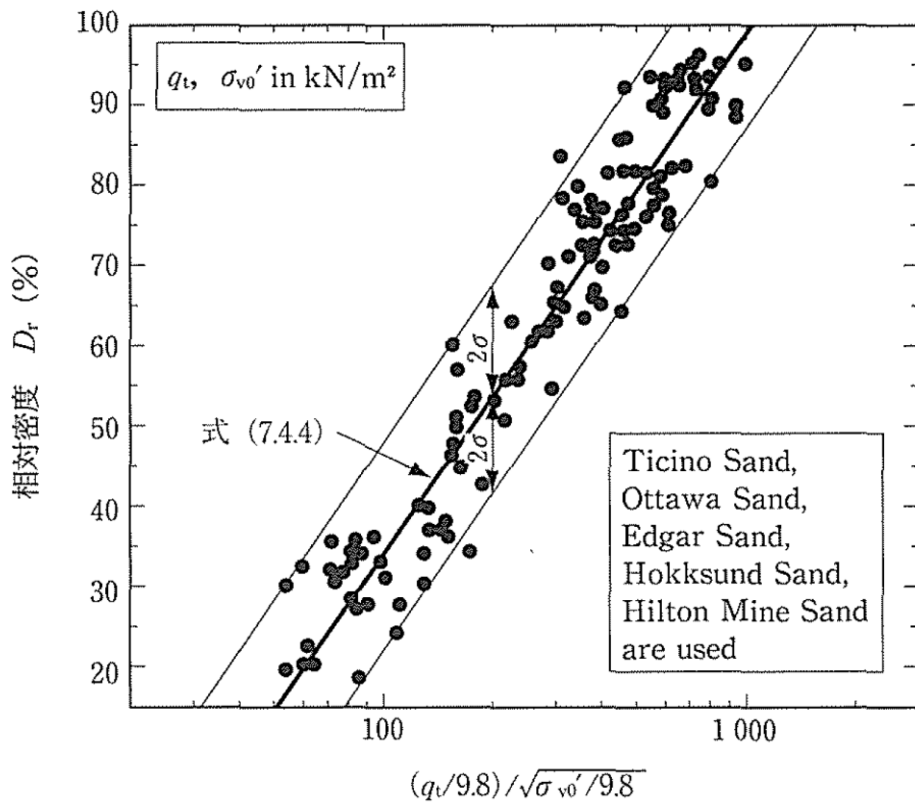
(4) 相対密度

地盤調査の方法と解説<sup>2)</sup>において、先端抵抗  $q_t$  と相対密度は式 (付 2.7) により関連付けることができるとしており、殆どの実験結果が式(付 2.7)で表される近似線から  $\pm\sigma$  の範囲におさまることが示されている (付図-2.4 参照)。

$$D_r = -98 + 66 \log[(q_t/9.8)/(\sigma'_{v0}/9.8)^{0.5}] \quad (\text{付 2.7})$$

ここで、

- $D_r$  : 相対密度 (%)
- $q_t$  : 先端抵抗 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma'_{v0}$  : 鉛直有効応力 (kN/m<sup>2</sup>)



付図-2.4 正規圧密砂地盤による室内土槽実験に基づいて得られた基準化先端抵抗-相対密度関係<sup>2)</sup>



(5) 液状化抵抗

地盤調査の方法と解説<sup>2)</sup> から、時松と吉見らによる研究事例を紹介する。式(付2.8)において、地震の規模、加速度、鉛直有効応力、鉛直全応力、対象深さから $\tau/\sigma_{v0}$ が得られ、これを式(付2.10)に代入することにより当該深さの $(q_{t1})_{cr}$ を求める。次に、式(付2.10)を式(付2.9)に代入して液状化限界先端抵抗 $(q_t)_{cr}$ を求める。実測の先端抵抗が $(q_t)_{cr}$ より大きい場合は非液状化、小さい場合は液状化と判定する。地盤調査の方法と解説<sup>2)</sup> では、時松と吉見らの研究の他に、Robertson and Fear や Shibata and Teparaksa の研究事例が紹介されており、これらを参考にすることもできる。

$$\frac{\tau}{\sigma_{v0}'} = 0.1 \cdot (M - 1) \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \cdot (1 - 0.015 \cdot z) \quad (\text{付 2.8})$$

$$q_{t1} = \left( \frac{0.17}{0.07 + \sigma_{v0}'} \right) \cdot q_t \quad (\text{付 2.9})$$

$$(q_{t1})_{cr} = 0.1 \cdot C_2 \cdot [50 + 200 \cdot \left\{ \frac{\left( \frac{\tau}{\sigma_{v0}'} \right)^{-0.1}}{\left( \frac{\tau}{\sigma_{v0}'} \right)^{+0.1}} \right\}] \quad (\text{付 2.10})$$

ここで、

$\tau$  : 等価せん断応力振幅 (MN/m<sup>2</sup>)

$M$  : 地震のマグニチュード

$\alpha_{max}$  : 地表面最大加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$z$  : 深さ (m)

$C_2$  : 粒径の影響を考慮した補正係数で、

$D_{50} \geq 0.25\text{mm}$  の砂は  $C_2=1$ 、 $D_{50} \leq 0.25\text{mm}$  の細粒土は  $C_2=D_{50}/0.25$  とする。

(6) 細粒分含有率

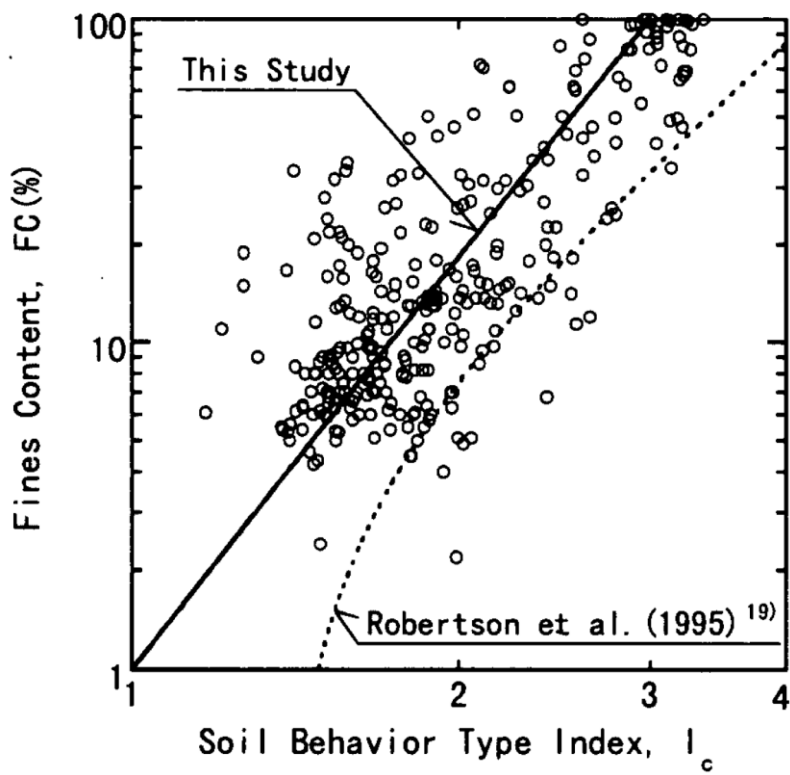
鈴木ら<sup>4)</sup>は、土質性状指数  $I_c$  と細粒分含有率  $F_c$  の関係を式 (付 2.11) の様に示している。付図-2.5 に示すように実験結果のバラツキが大きいものの、式 (付 2.11) により  $I_c$  と  $F_c$  の相関関係を表すことができる。

$$F_c = 1.0 I_c^{4.2} \quad (\text{付 2.11})$$

ここで、

$F_c$  : 細粒分含有率

$I_c$  : 土質性状指数



付図-2.5 細粒分含有率と  $I_c$  の関係<sup>4)</sup>

(7) 非排水せん断強さ

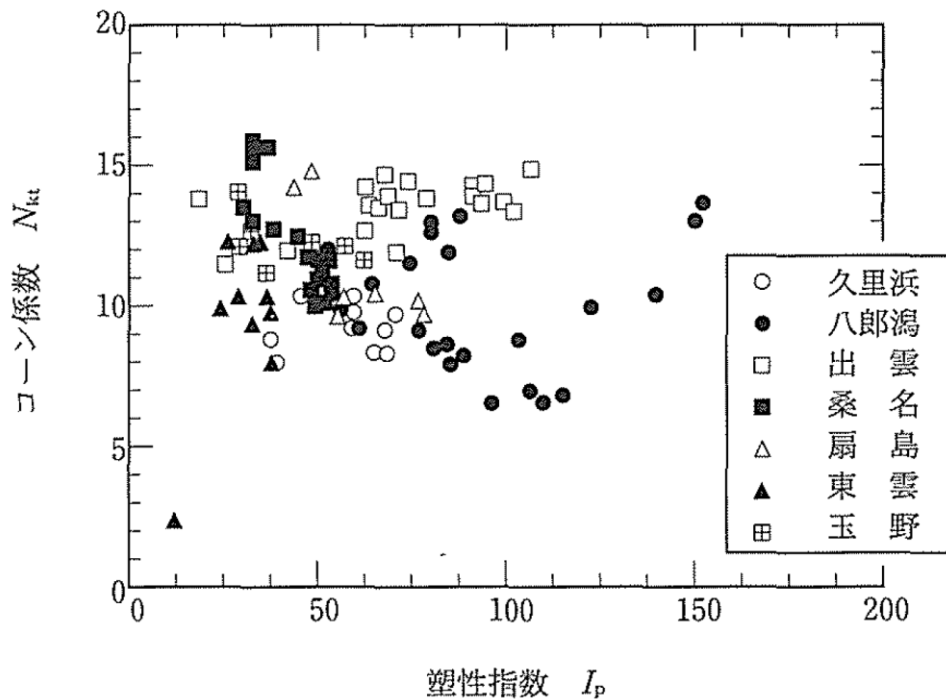
地盤調査の方法と解説<sup>2)</sup>における粘性土の非排水せん断強さの評価手法を紹介する。先端抵抗  $q_t$  と非排水せん断強さ  $c_u$  は、式 (付 2.12) により、関連付けることができる。

$$c_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_{kt} \tag{付 2.12}$$

ここで、

- $c_u$  : 非排水せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_t$  : 先端抵抗 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma_{v0}$  : 鉛直全応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_{kt}$  : コーン係数

地盤調査の方法と解説<sup>2)</sup> では、コーン係数  $N_{kt}$  は 8~16 の範囲であることが紹介されている (付図-2.6 参照)。コーン係数  $N_{kt}$  を設定する際は、別途室内試験を実施して、電気式コーン貫入試験の試験結果と比較し、サイト特有の値を設定することが望ましい。



付図-2.6 わが国の海成粘土で得られたコーン係数  $N_{kt}$   
(せん断強さを  $q_u/2$  で求めた場合)<sup>2)</sup>

(8) 圧密係数と圧密沈下

大和ら<sup>10)</sup>は、間隙水圧の消散試験から圧密係数 ( $c_v$ ) を求め、先端抵抗 ( $q_c$ ) から体積圧縮係数 ( $m_v$ ) を求めることで、粘性土層の圧密沈下や不同沈下の検討が可能としている(式(付 2.13)並びに式(付 2.14)参照)。なお、体積圧縮係数( $m_v$ )を求める際に用いる経験係数 ( $\alpha$ )は、Briaud・Miran<sup>11)</sup> に土質分類及び先端抵抗 ( $q_c$ ) と経験係数 ( $\alpha$ ) との関係が示されている(付表-2.2 参照)。ただし、経験係数( $\alpha$ )はばらつきが大きいものもあるため、注意して設定する必要がある。また、コーン貫入試験<sup>6)</sup>では、Meighによる経験係数 ( $\alpha$ )の研究事例を紹介している。

$$S = \Sigma m_v \cdot \Delta\sigma_i \cdot \Delta H_i \qquad m_v = \frac{1}{\alpha \cdot q_c} \left( \frac{m^2}{kN} \right) \qquad \text{(付 2.13)}$$

$$t = \frac{T_v \cdot \Delta H^2}{c_v} \qquad c_v = c_h = 8.64 \times 10^4 \frac{T_{50} R^2}{t_{50}} \left( \frac{cm^2}{day} \right) \qquad \text{(付 2.14)}$$

ここで、

- $\Delta\sigma_i$  : 有効応力の増分 (kN/m<sup>2</sup>)
- $T_{50}$  : 過剰間隙水圧 50%消散時の理論時間ファクター (≒0.196)
- $t_{50}$  : 過剰間隙水圧 50%消散時の経過時間 (s)
- $R$  : コーン半径 (cm)

付表-2.2 経験係数  $\alpha$ <sup>11)</sup>

$q_c$ (bar)	$\alpha$	Soil type
$q_c < 7$ $7 < q_c < 20$ $q_c > 20$	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2.5$	Clay of low plasticity (CL)
$q_c > 20$ $q_c < 20$	$3 < \alpha < 6$ $1 < \alpha < 3$	Silts of low plasticity (ML)
$q_c < 20$	$2 < \alpha < 6$	Highly plastic silts and clays (MH, CH)
$q_c < 12$	$2 < \alpha < 8$	Organic silts (OL)
$q_c < 7$ $50 < w < 100$ $100 < w < 200$ $w > 200$	$1.5 < \alpha < 4$ $1 < \alpha < 1.5$ $0.4 < \alpha < 1$	Peat and organic clay ( $P_t$ , OH)

(9) 単位体積重量

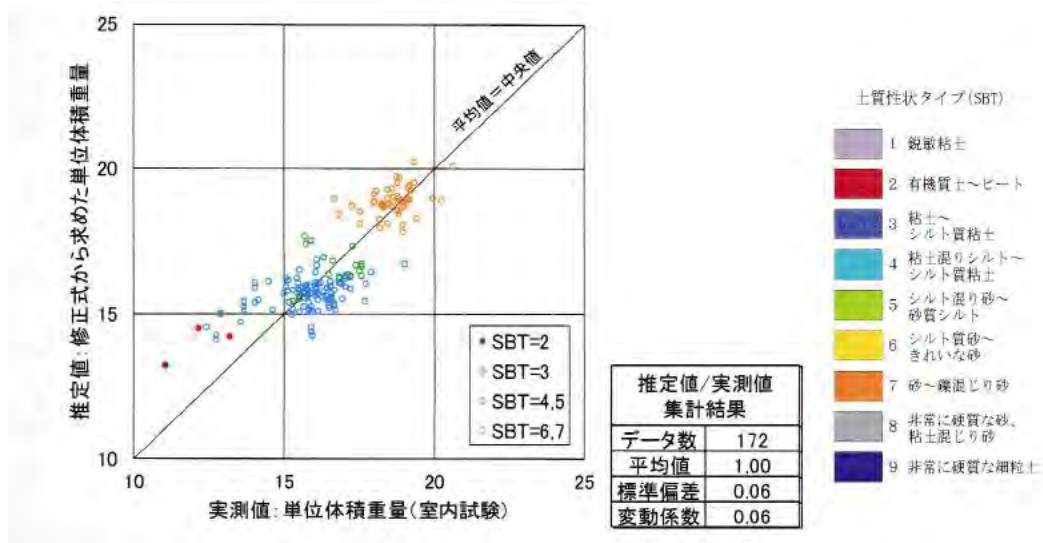
Robertson<sup>12)</sup> は、大気圧  $p_a$  (0.1MPa) 並びに摩擦比  $R_f$  (%) から単位体積重量  $\gamma$  を推定できる式 (付 2.15) を提案している。また、阪田ら<sup>13)</sup> や岡ら<sup>14)</sup> は、我が国の地盤を対象とした単位体積重量の推定式 (付 2.17) を提案し、室内試験との比較を行っている (付図-2.7 参照)。

$$\gamma_R = 3.53 \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 2.65 \log R_f + 12.11 \quad (\text{付 2.15})$$

なお、摩擦比はコーンの周面摩擦  $f_s$  と先端抵抗  $q_t$  の比であり、式 (付 3.16) で求めることができる。

$$R_f = 100 \frac{f_s}{q_t} \quad (\text{付 2.16})$$

$$\gamma_t = 2.156 \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) - 1.176 \log R_f + 14.161 \quad (\text{付 2.17})$$



付図-2.7 式(付 2.15)と室内試験から得られた単位体積重量の比較<sup>13)、14)</sup>

## 5. コーン貫入試験結果を用いた設計方法

### (1) 基礎の支持力評価

国内の港湾構造物では、標準貫入試験の試験結果（N 値）に関する豊富なデータベースや設計者の経験から、N 値を基本とした設計方法が広く用いられている。一方、コーン貫入試験が実施された事例は少なく、コーン貫入試験の測定結果を用いた基礎構造の設計は確立されていない。また、国外ではコーン貫入試験は広く用いられており、API-RP-2GEO<sup>15)</sup> ではコーン貫入試験の測定結果を用いた設計手法が提案されている。

これらの状況を踏まえると、コーン貫入試験の測定結果を用いた基礎構造の設計法としては、以下2つの方法が考えられる。これらの設計式を用いる場合、両者の設計方法を比較して、慎重に支持力を選定するのが望ましい。

- ・方法1： コーン貫入試験結果から N 値やコーン係数を算出し、N 値の使用を基本としている港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>16)</sup> 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>17)</sup>にしたがって、極限支持力を算出する。
- ・方法2： API-RP-2GEO<sup>15)</sup> などの設計規格にしたがって、コーン貫入試験の測定結果から直接極限支持力を算出する。

なお、API-RP-2GEO<sup>15)</sup> の Appendix で紹介されている設計式は以下の4通りである。各照査式の各方法の使い分け方について現在まで明記しているものはないため、取り扱いには十分に注意する必要がある。

- A) ICP - 05 (Imperial Collage Pile 2005)
- B) UWA - 05 (University of Western Australia)
- C) Fugro - 96/05
- D) NGI - 05 (Norwegian Geotechnical Institute 2005)

### (2) 地盤ばね

構造解析に入力する地盤ばねについて、基礎の支持力評価と同様に、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>16)</sup>や風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>17)</sup>といった国内の基準では標準貫入試験の試験結果（N 値）から設定する設計方法が提案されている。一方、海外基準の API-RP-2GEO<sup>15)</sup> ではコーン貫入試験から得られる内部摩擦角や単位体積重量から設定する設計手法が提案されている。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会関東支部 (2015 年 4 月 27 日), 各種サウンディング技術の液状化調査手法としての適用性に関する研究委員会 委員会報告書
- 2) 地盤工学会 (2013), 地盤調査の方法と解説
- 3) Robertson (1990), Soil classification using the cone penetration test
- 4) 鈴木 康嗣・時松 孝次・實松 俊明 (2003), コーン貫入試験結果と標準貫入試験結果から得られた地盤特性との関係, 日本建築学会構造系論文集 第 566 号, pp73-80

- 5) P. K. Robertson (1998), Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test
- 6) 地盤試験所, コーン貫入試験, [http://www.jibanshikenjo.co.jp/pdf/pamph16\\_110315.pdf](http://www.jibanshikenjo.co.jp/pdf/pamph16_110315.pdf)
- 7) P. K. Robertson・K. L. Cabal (2015), Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc.
- 8) F. H. Kulhawy・P. H. Mayne (1990), Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI
- 9) P. W. Mayne (2007), Cone Penetration Testing State-of-Practice, NCHRP Project 20-05 Topic 37-14
- 10) 大和真一・西村真二・宮坂亨明・岡信太郎・Efren Cortez・岩本勝大・北條豊・岩崎崇雄 (2008), コーン貫入試験結果の解釈ー土質分類及び圧密沈下予測についてー, 第 43 回地盤工学会研究発表講演集, C-03, No. 74
- 11) Jean-Louis Briaud・Jerome Miran (1992), The Cone Penetration Test, Report to the federal Highway Administration, Report No. FHWA-SA-91-043, US Department of Transportation Federal Highway Administration
- 12) P. K. Robertson (2010), Soil behaviour type from the CPT:an update
- 13) 阪田暁・山崎貴之・高野裕輔・青木一二三・岡信太郎・北條豊 (2016), コーン貫入試験 (CPT) による地盤定数算定手法に関する研究 (その 1), 第 51 回地盤工学研究発表会, C-03, No. 110
- 14) 岡信太郎・山崎貴之・高野裕輔・阪田暁・青木一二三・北條豊 (2016), コーン貫入試験 (CPT) による地盤定数算定手法に関する研究 (その 2), 第 51 回地盤工学研究発表会, C-03, No. 111
- 15) American Petroleum Institute (2011), API-RP-2GEO Geotechnical and Foundation Design Considerations 1st Edition
- 16) 日本港湾協会 (2018), 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- 17) 土木学会 (2010), 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説

付属書 3 洗掘の検討

1. 杭基礎構造における局所洗掘量

(1) 流れによる円柱まわりの洗掘<sup>1)</sup>

Shen (1969)<sup>2)</sup>の流れによる洗掘量  $Z$  の推定式は下記で示されている。

$$Z = 1.4D \quad (D \leq 0.9m) \dots\dots\dots (付 3.1)$$

$$Z = 1.05D^{0.75} \quad (D > 0.9m) \dots\dots\dots (付 3.2)$$

ここにおいて、  $Z$  : 洗掘深さ (m)  
 $D$  : 流れに対する円柱の投影幅 (m)

(2) 波による円柱まわりの洗掘<sup>1)</sup>

Sumer (1992)<sup>3)</sup>の波による動的な最大洗掘量  $S$  の推定式は下記で示され、この式は DNVGL-ST-0126<sup>4)</sup>にも掲載されている。

$$S/D = 1.3\{1 - \exp[-0.03(KC - 6)]\} \quad KC \geq 6 \dots\dots\dots (付 3.3)$$

ここに、

$S$  : 最大洗掘深さ (m)  
 $D$  : 円柱基礎の径 (m)  
 $KC$  : Keulegan-Carpenter 数

$$KC = \frac{u_{max} \cdot T}{D} \quad u_{max} = \frac{\pi \cdot H}{T \sinh(kh)}$$

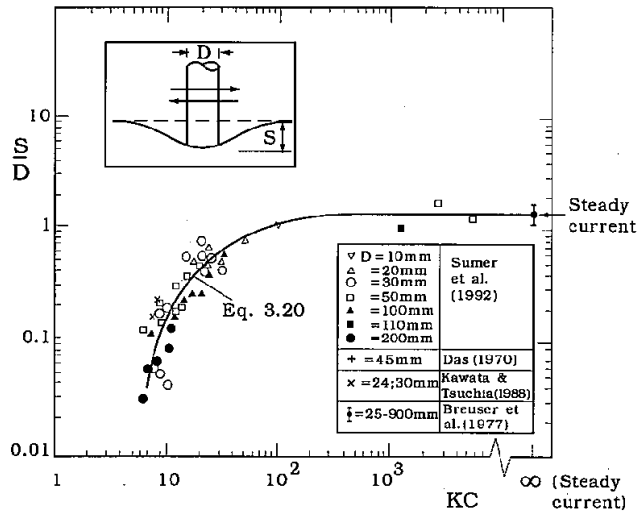
ここに、

$u_{max}$  : 海底における流速変化の最大値 (m/s)  
 $T$  : 波の周期 (s)  
 $H$  : 波高 (m)  
 $h$  : 水深 (m)  
 $k$  : 波数

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = g \cdot k \tanh(kh)$$

波による円柱基礎まわりの洗掘量は付図-3.1に示されるように  $KC$  数が大きくなると洗掘深さ  $s$  は  $1.3D$  に漸近していくことが示されている。ただし、実海域での洗掘現状は複雑であるため、設計においては余裕をもった設計洗掘量を設定しておく必要があると考えられる。<sup>5)</sup>





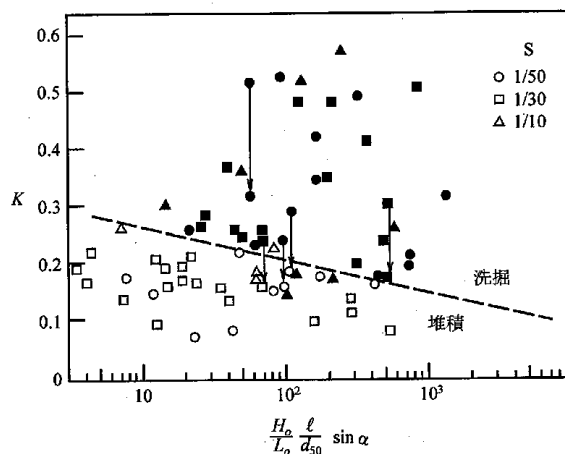
付図-3.1 波による円柱まわりの洗掘深さの推定式と実験値<sup>2)</sup>

## 2. 重力式構造における局所洗掘量

洋上風車基礎は孤立構造物であり、防波堤のような延長方向に連続した構造物ではないが、参考までに以下、紹介する。

### (1) 波による直立壁前面の洗掘<sup>1)</sup>

構造物前面の洗掘は波の反射率と密接な関係があることが知られており、矩形や台形ケーソン等の重力式基礎前面における洗掘量については、下図に示す護岸前面の洗掘グラフを使用して堤脚部が洗掘型であるか堆積型であるかを判定する際に参考にすることができる。この図において、 $K$ : 護岸の反射率、 $H_0/L_0$ : 波形勾配、 $d_{50}$ : 底質の中央粒径、 $\alpha$ : 護岸の法面勾配 ( $\alpha=90$  度の時 直立堤)、 $\ell$ : 平衡断面時の波の遡上位置から護岸設置位置までの距離である。



付図-3.2 護岸堤脚部の洗掘・堆積の判定条件<sup>6)</sup>

(2) 波による防波堤前面の洗掘

Sumer (1992)<sup>2)</sup>は、防波堤を対象として水深波長比  $h/L$  と、局所洗掘量と波高の比  $S/H$  の関係を示している。ただし洋上風車基礎は孤立構造物であり、防波堤のような延長方向に連続した構造物ではないことに注意が必要である。

i) 粗砂の場合の局所洗掘量算定式

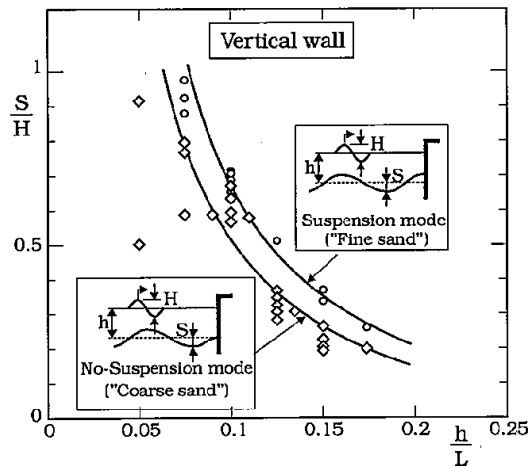
$$\frac{S}{H} = \frac{0.3}{\left[\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)\right]^{1.35}}$$

..... (付 3.4)

ii) 細砂の場合の局所洗掘量算定式

$$\frac{S}{H} = \frac{0.4}{\left[\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)\right]^{1.35}}$$

..... (付 3.5)



付図-3.3 波による防波堤前面の洗掘深さの推定式と実験値<sup>2)</sup>

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局 (2015), 港湾における洋上風力発電施設等の技術ガイドライン (案)
- 2) 土木学会 (1973), 海洋鋼構造物設計指針 (案) 解説
- 3) B. Mutlu. Sumer・Jørgen Fredsøe (2002), THE MECHANICS OF SCOUR IN THE MARINE ENVIRONMENT, Advanced Series on Ocean Engineering-Volume17, World Scientific
- 4) DNVGL (2016), DNVGL-ST-0126 Support structures for wind turbines
- 5) Richard J. S. Whitehouse・J. M. Harris・J. Sutherland・J. Rees (2011), The nature of scour development and scour protection at offshore wind farm foundations, Marine Pollution Bulletin, Vol. 62, Issue 1
- 6) 日本港湾協会 (2018), 港湾の施設の技術上の基準・同解説

## 付属書4 氷荷重に対する洋上風力発電設備等の支持構造物の設計

JIS C 1400-3<sup>1)</sup> 付属書Eに記載されるサイト特性に応じた氷荷重のうち、洋上風力発電設備等の支持構造物の設計において考慮すべき代表的な氷荷重について、氷海域における海岸・海洋構造物設計マニュアル<sup>2)</sup>から移動氷による氷荷重を紹介する。

### 1. 直立面に作用する水平荷重

#### 3・4・3 圧壊荷重

氷板の圧壊荷重  $F_c$  は次式で与えられる。

$$F_c = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot D \cdot h \cdot \sigma_c \quad (3.4.3)$$

ここで  $C_1$ : インデンテーション係数

$C_2$ : 形状係数

$C_3$ : 接触係数

$h$ : 氷厚

$D$ : 構造物の巾

$\sigma_c$ : 圧縮強度インデックス

#### 解説

圧縮強度インデックス  $\sigma_c$  は一応、一軸圧縮試験強度を考慮して良いが、氷板破壊の条件に見合った氷板内の平均歪み速度に対応した一軸圧縮試験強度の値を用いる。氷板内の歪み速度  $\dot{\epsilon}$  を推定する手法は確立していないが、Michel & Toussaint (1977) の方法が広く使われている。

$$\text{Michel \& Toussaint の式 } \dot{\epsilon} = V/4D$$

$V$ : 氷板の移動速度  $D$ : 構造物の幅あるいは径

インデンテーション係数は一般的にアスペクト比の関数として与えられる。Afanasev の式を推奨するが、アスペクト比が非常に大きい場合には、3・9・4節を参照する。

$$\text{Afanasev (1972) の式 } C_1 = \sqrt{5 \cdot \frac{h}{D} + 1} \quad (3.4.5)$$

形状係数は、アスペクト比が小さい場合にのみ考慮すべき係数である。平面で1.0、円形断面で0.9、くさび型断面では0.7とすることが推奨されるが、これを無視しても構わない。

接触係数は、定義が難しいが、速度が遅く、かつ構造物が小さい場合には、1を用い、速度が速く構造物が大きい場合は0.2程度とすれば良い。それらの中間では氷板と構造物の相互作用の条件を考慮して0.2~1.0の間の値を選択する。

#### 参考文献

- 1) Sodhi, D. S., "Buckling Analysis of Wedge-shaped Ice Sheet", Proceedings of POAC-79. pp.797-810, 1979.
- 2) Michel, B. & N. Toussaint, "Mechanisms and Theory of Indentation of Ice Plates", Jour. of Glaciology, vol. 19 No. 81. pp.~300, 1977.
- 3) Afanasev, V. P., Iu. V. Dolagopolov and Z. I. Shvayshteyn, "Ice Pressure on Separate Supporting Structures in the Sea", Trudy Leningrad. Arkt. & Antarkt. Inst. -Vol. 300, USACRREL Draft Translation 346. pp.61-80, 1972.

## 2. 斜面に作用する荷重

### 3・6・2 円錐型構造物に作用する曲げ破壊荷重

傾斜した曲面を持つ円錐型構造物に作用する曲げ破壊荷重は、次の式で与えられる [Ralston (1979)]。

$$\text{水平荷重 } R_H = \{A_1 \sigma_b h^2 + A_2 \rho_w g h D^2 + A_3 \rho_w g t [D^2 - D_T^2]\} A_4 \quad (3\cdot6\cdot7)$$

$$\text{鉛直荷重 } R_V = B_1 R_H + B_2 \rho_w g h [D^2 - D_T^2] \quad (3\cdot6\cdot8)$$

ここに、 $\sigma_b$ ：海水の曲げ強度、 $t$ ：氷厚、 $\rho_w$ ：氷の密度、 $D$ ：水際の円錐径、 $D_T$ ：円錐型頂部の直径

$A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2$  は図 3・6・1 から読み取ることができる。

#### 解説

本荷重式は、比較的幅の狭い構造物に適用されるべき計算式であり、模型実験ともよい適合性が得られている。人工島のような幅の広い構造物の場合は、荷重をかなり割り引き出来ると考えられるが、この点については、今後の研究成果に待つところが多い。

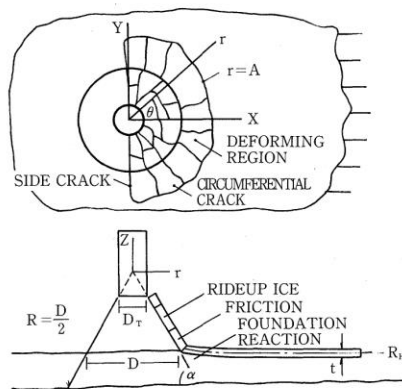


図 3・6・1 a 円錐型構造物による氷板の破壊

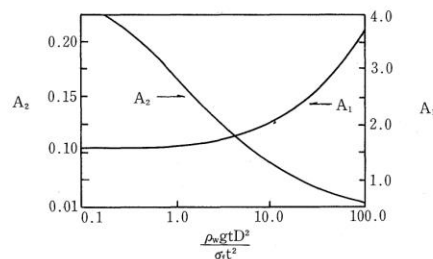
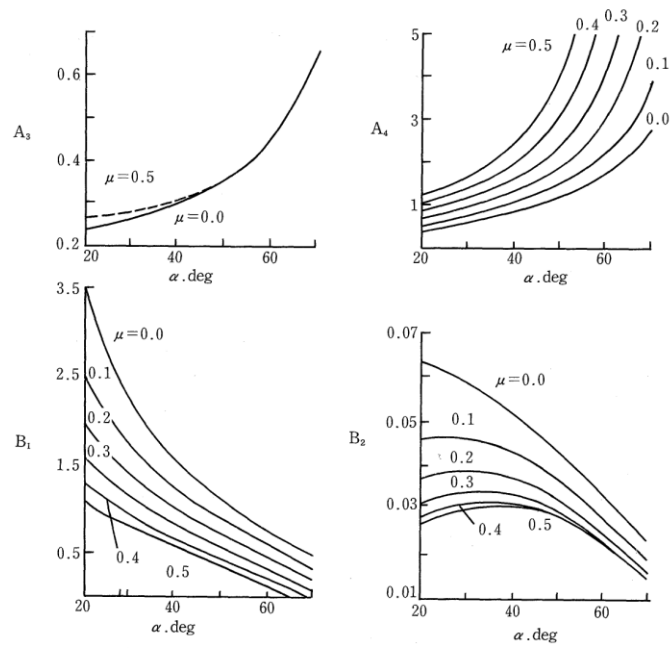


図 3・6・1 b (3・6・7) 式, (3・6・8) 式の係数



### 参考文献

- 1) T. D. Ralston, "Plastic Limit Analysis of Sheet Ice Loads on Conical Structures", IUTAM Symp., 1979.

### 参考文献

- 1) 日本規格協会 (2014), JIS C 1400-3: 風車-第3部: 洋上風車の設計要件
- 2) 寒地港湾技術研究センター (1996), 氷海域における海岸・海洋構造物設計マニュアル

付属書 5 抵抗係数の設定例（短期荷重及び疲労荷重）

この付属書では、タワー、下部構造、基礎に対する短期荷重及び疲労荷重時の安全性・安定性照査に用いる抵抗係数の設定例を示す。ただし、これらの抵抗係数を照査に用いる際は、それぞれの抵抗係数が対象としている照査式の適用範囲や対象とする支持構造物の構造形式などの技術的根拠を踏まえて、適切に選定する必要がある。

(1) タワーの安全性照査に用いる抵抗係数

1) 短期荷重の設計に用いる抵抗係数

付表-5.1 に、短期荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、JIS C 1400-1<sup>1)</sup> で設定されている抵抗係数に基づいて設定したものである。

付表-5.1 タワーの短期荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
短期荷重 1) 発電中 2) 発電中の故障 3) 発電開始時 4) 通常発電停止 5) 緊急停止 6) 停止時 7) 休止時+故障 8) 輸送・設置・メンテナンス・修理時 9) 海氷発生時	タワー筒身	1.10 <sup>注1</sup> x 1.00 <sup>注2</sup>	JIS C 1400-1 <sup>1)</sup>
	タワー継手部	1.10 <sup>注3</sup> x 1.00 <sup>注2</sup>	JIS C 1400-1 <sup>1)</sup>

注1： 円筒タワー及び翼のような曲面シェル構造の全体的な座屈に対しては、係数を1.20以上とする。

注2： タワーは損傷が生じると洋上風力発電設備等の不具合につながる可能性がある「非フェイルセーフ」の構造的要素であるため、JIS C 1400-1<sup>1)</sup>に記載のある損傷結果に関する安全係数  $\gamma_n$ （短期荷重の場合、 $\gamma_n=1.00$ ）を考慮する必要がある。

注3： 一般にタワー継手部の照査で簡易評価手法として用いられる Petersen の手法においては、破壊モード及び破壊部位それぞれについて抵抗係数を定めている。

2) 疲労荷重の設計に用いる抵抗係数

付表-5.2 に、疲労荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、JIS C 1400-1<sup>1)</sup> で設定されている抵抗係数に基づいて設定したものである。

付表-5.2 タワーの疲労荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
疲労荷重	タワー筒身	1.10 x 1.15 <sup>注1</sup>	JIS C 1400-1 <sup>1)</sup>
	タワー継手部	1.10 x 1.15 <sup>注1</sup>	JIS C 1400-1 <sup>1)</sup>

注1： タワーは損傷が生じると洋上風力発電設備等の不具合につながる可能性がある「非フェイルセーフ」の構造的要素であるため、JIS C 1400-1<sup>1)</sup>に記載のある損傷結果に関する安全係数  $\gamma_n$ （疲労荷重の場合、 $\gamma_n=1.15$ ）を考慮する必要がある。

### 3) 他の設計規格・ガイドラインにおける抵抗係数との比較

JIS C 1400-3<sup>2)</sup>では、タワー構造の照査方法に関して、一般に認知された洋上風車設計規格・ガイドラインが参照されている。抵抗側の安全性を確保するための係数に着目すると、この設計規格・ガイドラインによって、その呼び方が異なっている。例えば、DNVGL 基準や国際基準（IEC）では抵抗係数であり、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>4)</sup>は安全率である。また、本基準解説では付表-5.1において、材料安全係数（ $\gamma_m$ ）と損傷結果に対する部分安全係数（ $\gamma_n$ ）に分けて抵抗側の安全性を確保することとしている。これらの係数を比較すると付表-5.3のとおりとなる。

付表-5.3 部分安全係数の各規格まとめ

照査項目	荷重 タイプ	$\gamma_m$ (材料安全係数)、 $\gamma_n$ (損傷結果に対する部分安全係数)		
		$\gamma_m \times \gamma_n$ 本技術基準解説での例 (付表-6.1、6.2)	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>	風力発電設備支持物 構造設計指針・同解説 <sup>4)</sup>
タワー筒身の 安定性 (全体座屈)	短期荷重	$\gamma_m \times \gamma_n: 1.20 \times 1.00$ (規格・ガイドラインで提案されている式とともに材料安全係数・部分安全係数が規定されている場合はそちらに従う。)	EN1993-1-6 の場合： 1.10 <sup>注1</sup> (Material factor) DNV-RP-C202 の場合： 1.10 以上 <sup>注1、2</sup> (Material factor)	-
降伏と局所座屈	短期荷重	$\gamma_m \times \gamma_n:$ 1.10	-	-
タワー継手部	短期荷重	$\gamma_m \times \gamma_n:$ 1.10	-	- <sup>注3</sup>
タワー筒身	疲労荷重	$\gamma_m \times \gamma_n:$ 1.10 × 1.15	1.15 <sup>注4</sup>	$\gamma_m \times \gamma_n:$ 1.10 × 1.15
タワー継手部	疲労荷重	$\gamma_m \times \gamma_n:$ 1.10 <sup>注3</sup> × 1.15	-	$\gamma_m \times \gamma_n:$ 1.10 × 1.15

注1： DNVGL-ST-0126では”Material factor”という言葉にて定義されている。ここでは、JIS C1400-1において定義されている”材料安全係数”x”損傷結果に対する部分安全係数”相当で使われていると解釈した。

注2： 軸力・曲げ・せん断力の組合せを考慮した関数で与えられる。

注3： Petersonの手法を適用している。この場合、塔体やフランジの材料強度を1.1で割って評価を行っており材料安全係数が含まれると考えられる。

注4： DNVGL-ST-0126<sup>3)</sup>表4-21のDFP=2の場合を適用する。

(2) 下部構造及び基礎の安全性照査に用いる抵抗係数

1) 鋼構造の短期荷重の設計に用いる抵抗係数

付表-5.4 に、鋼構造の短期荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、ISO 19902<sup>5)</sup> で設定されている抵抗係数に基づいて設定しているが、この他に鋼・合成構造標準示方書<sup>6)</sup>や DNVGL-ST-0126<sup>3)</sup>等で抵抗係数が設定された事例がある。

付表-5.4 鋼構造の短期荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
短期荷重 1) 発電中 2) 発電中の故障 3) 発電開始時 4) 通常発電停止 5) 緊急停止 6) 停止時 7) 休止時+故障 8) 輸送・設置・メンテナンス・修理時 9) 海氷発生時	引張・曲げ・せん断を受ける部材	1.05	ISO 19902 <sup>5)</sup>
	圧縮を受ける部材	1.18	ISO 19902 <sup>5)</sup>

2) 鋼構造の疲労荷重の設計に用いる抵抗係数

鋼構造の疲労荷重の照査は、海洋鋼構造での適用実績を踏まえて、ISO の海洋構造物設計規格又はその他の一般に認知された海洋設計規格に規定された S-N 曲線並びに疲労安全率 (DFE, Damage Fatigue Factor) 等を用いて行われることが多いと考えられるため、抵抗係数の設定例は省略する。

3) コンクリート構造の短期荷重の設計に用いる抵抗係数

付表-5.5 に、コンクリート構造の短期荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>や DNVGL-ST-0126<sup>3)</sup>で設定されている抵抗係数に基づいて設定したものである。

付表-5.5 コンクリート構造の短期荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
短期荷重 1) 発電中 2) 発電中の故障 3) 発電開始時 4) 通常発電停止 5) 緊急停止 6) 停止時 7) 休止時+故障 8) 輸送・設置・メンテナンス・修理時 9) 海氷発生時	コンクリート	1.30 <sup>注1)</sup>	コンクリート標準示方書 <sup>7)</sup>
		1.45	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>
	鉄筋	1.00 または 1.05 <sup>注1)、注2)</sup>	コンクリート標準示方書 <sup>7)</sup>
		1.10	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>

注1: コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>では、上記の抵抗係数に加えて、部材断面耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度、破壊性状などを考慮した部材係数も考慮する必要がある。

注2: 鉄筋及びPC鋼材の場合は1.00、それ以外の鋼材の場合は1.05とする。



4) コンクリート構造の疲労荷重の設計に用いる抵抗係数

付表-5.6 に、コンクリート構造の疲労荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>並びに DNVGL-ST-0126<sup>3)</sup>で設定されている抵抗係数に基づいて設定したものである。

付表-5.6 コンクリート構造の疲労荷重の設計に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
疲労荷重	コンクリート	1.30 <sup>注1)</sup>	コンクリート標準示方書 <sup>7)</sup>
		1.50	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>
	鉄筋	1.05 <sup>注1)</sup>	コンクリート標準示方書 <sup>7)</sup>
		1.10	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>

注1： コンクリート標準示方書では、上記の抵抗係数に加えて、部材断面耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度、破壊性状などを考慮した部材係数も考慮する必要がある。

(3) 基礎の安定性照査に用いる抵抗係数

1) 杭式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数

付表-5.7 に、杭式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>4)</sup>で設定されている安全率の値に基づいて抵抗係数を設定したものである。

付表-5.7 杭式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
短期荷重 1) 発電中 2) 発電中の故障 3) 発電開始時 4) 通常発電停止 5) 緊急停止 6) 停止時 7) 休止時+故障 8) 輸送・設置・メンテナンス・修理時 9) 海水発生時	押込み力	1.50	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>4)</sup> 9.4.3項（短期荷重）
	引抜き力	15/8	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>4)</sup> 9.4.3項（短期荷重）

2) 重力式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数

付表-5.8 に、重力式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数の設定例を示す。これらは、DNVGL-ST-0126<sup>3)</sup>に示される重力式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数に基づいて設定したものである。なお、地盤の安定性の照査方法は、DNVGL-ST-0126<sup>3)</sup>やEurocode7<sup>8)</sup>において、いくつかの方法が提示されている。例えば、地盤の安定性を有効応力解析（ $c'$ ,  $\tan\Phi'$ ）で行うか、全応力解析（ $c_u$ ,  $\tan\Phi_u$ ）で行うかによって用いる係数が異なる（付表-5.8、注1参照）ので、抵抗係数を設定する際は、解析手法との組み合わせを踏まえて、適切に検討する必要がある。重力式基礎の安定性の照査に関しては、上記の他に、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>4)</sup>でも、その照査法が設定されている（付属書7参照）。

付表-5.8 重力式基礎の安定性照査（短期荷重）に用いる抵抗係数の設定例

荷重組み合わせ	照査項目	抵抗係数	備考
短期荷重 1) 発電中 2) 発電中の故障 3) 発電開始時 4) 通常発電停止 5) 緊急停止 6) 停止時 7) 休止時+故障 8) 輸送・設置・メンテナンス・修理時 9) 海水発生時	支持力	1.00	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>
	滑動	1.00	DNVGL-ST-0126 <sup>3)</sup>

注1：支持力、滑動ともに材料係数として以下の値を考慮する。

Effective stress analysis（有効応力解析）の場合：1.15

Total stress analysis（全応力解析）の場合：1.25

## 参考文献

- 1) 日本規格協会 (2017), JIS C 1400-1: 風車－第1部：設計要件
- 2) 日本規格協会 (2014), JIS C 1400-3: 風車－第3部：洋上風車の設計要件
- 3) DNVGL (2016), DNVGL-ST-0126 Support structures for wind turbines
- 4) 土木学会 (2010), 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説
- 5) International Organization for Standardization (2007), ISO 19902 Petroleum and natural gas industries - Fixed steel offshore structures
- 6) 土木学会 (2006), 鋼・合成構造標準示方書
- 7) 土木学会 (2012), コンクリート標準示方書 (設計編)
- 8) EUROCODES (2004), Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules

付属書 6 安全性照査に関する許容応力度の設定例（長期荷重、地震荷重、津波荷重）

この付属書では、タワー、下部構造、基礎に対する長期荷重、地震荷重、津波荷重の安全性照査に用いる許容応力度の設定例を示す。ただし、これらの許容応力度を照査に用いる際は、それぞれの許容応力度が対象としている照査式の適用範囲や対象とする支持構造物の構造形式などを踏まえて適切に選定する必要がある。

(1) タワーの安全性照査に用いる許容応力度の設定例

付表-6.1、付表-6.2 に、タワーの安全性照査に用いる許容応力度の設定例を示す。これらは、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>で設定されている許容応力度に基づいて設定したものである。

付表-6.1 タワー筒身の許容応力度の設定例

荷重組み合わせ		適用基準 <sup>注1)</sup>		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説 (H11 年版) <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	-	7.2.4 項 (長期)、7.3.4 項 (長期)	
	稀に発生する地震動	-	7.2.4 項 (長期)、7.3.4 項 (短期)	
	港湾レベル1 地震動	-	7.2.4 項 (長期)、7.3.4 項 (短期)	
	極めて稀に発生する地震動	-	7.2.4 項 (短期)、7.3.4 項 (極稀)	
	設計津波 <sup>注2)</sup>	-	7.2.4 項 (短期)、7.3.4 項 (短期)	

注1： 本付属書（3）に、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>の該当箇所（抜粋）を示す。  
 注2： 設計津波は上記に示す許容応力度設計法に替えて、性能照査を実施してもよい。港湾レベル2 地震動は、表-解 2.1.1.7 に示すように性能照査を行うものとする。

付表-6.2 タワー継手部の許容引張力、許容すべり耐力の設定例

荷重組み合わせ		適用基準 <sup>注1)</sup>		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説 (H11 年版) <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	-	7.2.4 項 (長期) 7.3.2 項 (長期) 7.3.4 項 (長期)	
	稀に発生する地震動	-	7.2.4 項 (短期) 7.3.2 項 (短期) 7.3.4 項 (短期)	
	港湾レベル1 地震動	-	7.2.4 項 (短期) 7.3.2 項 (短期) 7.3.4 項 (短期)	
	極めて稀に発生する地震動	-	7.2.4 項 (短期) 7.3.2 項 (極稀) 7.3.4 項 (極稀)	
	設計津波 <sup>注2)</sup>	-	7.2.4 項 (短期) 7.3.2 項 (短期) 7.3.4 項 (短期)	

注1： 本付属書（3）に、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>の該当箇所（抜粋）を示す。  
 注2： 設計津波は上記に示す許容応力度設計法に替えて、性能照査を実施してもよい。港湾レベル2 地震動は、表-解 2.1.1.7 に示すように性能照査を行うものとする。

(2) 下部構造及び基礎の安全性照査に用いる許容応力度の設定例

1) 鋼構造の安全性照査に用いる許容応力度

付表-6.3 に、鋼構造の安全性照査に用いる許容応力度の設定例を示す。これらは、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>で規定されている許容応力度に基づいて設定したものである。長期荷重に対する許容応力度は、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>と港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の両方のものが併記されているが、これは構造形式や照査対象部材にあわせて適切なものを選定する必要があることを意味している。

付表-6.3 鋼構造の安全性照査に用いる許容応力度の設定例

荷重組み合わせ		適用基準 <sup>注1</sup>		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説 (H11年版) <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準 独自の 荷重組み 合わせ	長期荷重	第3編 第2章 2.3.2項、2.3.7項	または 7.2.4項 (長期) 7.3.4項 (長期)	第3編 第2章 2.3.2項や 2.3.7項では、許容応力度の 割増係数は考慮されていない
	稀に発生する地震動	-	7.2.4項 (短期) 7.3.4項 (短期)	
	港湾レベル1地震動	第3編 第2章 2.3.2項、2.3.7項	-	許容応力度の割増係数 1.50 (地震の影響を考えた場合)
	極めて稀に発生する 地震動 <sup>注2</sup>	-	7.2.4項 (短期) 7.3.4項 (極稀)	
	設計津波 <sup>注2</sup>	第3編 第2章 2.3.2項、2.3.7項 を準用	-	許容応力度の割増係数 1.50 (地震の影響を考えた場合を 準用)

注1: 本付属書(3)に、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所(抜粋)を示す。

注2: 極めて稀に発生する地震動と設計津波は上記に示す許容応力度設計法に替えて、性能照査を実施してもよい。また港湾レベル2地震動は、表-解2.1.1.7に示すように性能照査を行うものとする。

2) コンクリート構造の安全性照査に用いる許容応力度

付表-6.4 にコンクリート構造の安全性照査に用いる許容応力度の設定例を示す。これらは、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>で設定されている許容応力度に基づいて設定したものである。長期荷重に対する許容応力度は、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>と港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の両方のものが併記されているが、これは構造形式や照査対象部材にあわせて適切なものを選定する必要があることを意味している。

付表-6.4 コンクリート構造の安全性照査に用いる許容応力度の設定例

荷重組み合わせ		適用基準 <sup>注1)</sup>		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説 (H11年版) <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	第3編 第3章 3.3節	または 9.2.5項 (長期)	第3編 第3章 3.3節では、許容応力度の割増係数は考慮されていない
	稀に発生する地震	-	9.2.5項 (短期)	
	港湾レベル1地震動	第3編 第3章 3.3節	-	許容応力度の割増係数 1.50 (地震の影響を考えた場合)
	極めて稀に発生する地震動 <sup>注2)</sup>	-	9.2.5項 (極稀)	
	設計津波 <sup>注2)</sup>	第3編 第3章 3.3節	-	許容応力度の割増係数 1.50 (地震の影響を考えた場合を準用)

注1: 本付属書(3)に、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所(抜粋)を示す。

注2: 極めて稀に発生する地震動と設計津波は上記に示す許容応力度設計法に替えて、性能照査を実施してもよい。また港湾レベル2地震動は、表-解2.1.1.7に示すように性能照査を行うものとする。

(3) 各基準類における許容応力度の内容

ここでは、(1)、(2)の許容応力度の設定例で引用した基準や指針の記述（抜粋）を示す。

1) タワーの安全性照査に用いる許容応力度

以下では、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>におけるタワー筒身の許容応力度、タワー継手部の許容引張力、許容すべり耐力に関する記述（抜粋）を示す。

7.2.4 許容応力度（風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>から抜粋）

(1) 風車タワーに使用される鋼材の許容応力度は、表 7.5 の通りとする。

表 7.5 許容応力度

項 目	単位	長期	短期
1) タワー筒身板材の局部座屈に対する許容圧縮・曲げおよびせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	7.3.4 項で規定	
2) タワー筒身板材の許容引張応力度およびフランジ継手とベースプレートの引張り、圧縮の許容応力度	N/mm <sup>2</sup>	$F/1.5$	$F$

ここで、 $F$ ：構造用鋼材の基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 下記に示す構造耐力上重要な部分の溶接は、原則として完全溶込み溶接とする。その許容応力度は、十分な管理がなされる場合には、接合される母材の許容応力度とする。

- ・タワー筒身同士の接合
- ・タワー筒身とフランジ継手、タワー筒身とベースプレートあるいはアンカープレートの接合
- ・その他の必要な部分

その他、2次部材等の溶接は、構造耐力上支障なければ、部分溶込み溶接、あるいはすみ肉溶接としても差し支えない。その許容応力度は、接合される母材の許容せん断応力度とする。なお、異種鋼材を溶接する場合には、接合される母材の許容応力度のうち、小さい方の値をとるものとする。

7.3.4 タワー筒身の構造計算 (風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>から抜粋)

(1) 応力に対する照査

長期荷重, 積雪時, 発電時, 暴風時, 稀に発生する地震時の短期荷重に対しては, タワーの座屈における応力照査は, 式(7.10)および式(7.11)により行う。ただし, 長期荷重時には $\tau_T = 0$ としてよい。

$$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}} \leq 1 \quad (7.10)$$

かつ

$$\frac{\tau + \tau_T}{s f_{cr}} \leq 1 \quad (7.11)$$

ただし,

$$\sigma_c = N/A, \quad \sigma_b = M/Z, \quad \tau = \frac{2Q}{A}, \quad \tau_T = \frac{M_T}{2\pi r^2 t}$$

ここで,

$N$	: 軸力	(N)
$M$	: 曲げモーメント	(Ncm)
$Q$	: せん断力	(N)
$M_T$	: ねじれモーメント	(Ncm)
$A$	: 断面積	( $\text{cm}^2$ )
$Z$	: 断面係数	( $\text{cm}^3$ )
$r$	: タワーの半径	(cm)
$t$	: タワーの板厚	(cm)
$c f_{cr}$	: 許容圧縮応力度	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )
$b f_{cr}$	: 許容曲げ応力度	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )
$s f_{cr}$	: 許容せん断応力度	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )

また極めて稀に発生する地震荷重に対しては, タワーの座屈における応力照査は, 式(7.10)および式(7.11)に加え, 軸圧縮応力, 曲げ応力およびせん断応力の組み合わせの照査は, 式(7.12)により行う。

$$\left( \frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}} \right) + \left( \frac{\tau + \tau_T}{s f_{cr}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.12)$$

(2) 長期応力に対する許容応力度

長期許容応力度は(3)に示す短期許容応力度の1/1.5とする。



(3) 圧縮，曲げおよびせん断（ねじれによるせん断を含む）の積雪時，発電時，暴風時ならびに地震時の応力度に対する短期許容応力度は，半径板厚比( $r/t$ )の値に応じて，それぞれ次の 1)~3)により求める。

1) 許容圧縮応力度  ${}_c f_{cr}$  (N/cm<sup>2</sup>) は次式による。

$${}_c f_{cr} = \begin{cases} \left(\frac{F}{1.5}\right) \times 1.5 & \left(\frac{r}{t} \leq 0.377 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.72}\right) \\ \left\{0.267F + 0.4F \left[\frac{2.567 - r/t(F/E)^{0.72}}{2.190}\right]\right\} \times 1.5 & \left(0.377 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.72} \leq \frac{r}{t} \leq 2.567 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.72}\right) \\ \left(\frac{1}{2.25} {}_c \sigma_{cr,e}\right) \times 1.5 & \left(2.567 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.72} \leq \frac{r}{t}\right) \end{cases} \quad (7.13)$$

ここで， ${}_c \sigma_{cr,e}$ ：弾性軸圧縮座屈応力度で，次式により定める。

$${}_c \sigma_{cr,e} = 0.6E \frac{t}{r} \left\{ 1 - 0.901 \left[ 1 - \exp \left[ -\frac{1}{16} \left( \frac{r}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right] \right\} \quad (7.14)$$

2) 許容曲げ応力度  ${}_b f_{cr}$  (N/cm<sup>2</sup>) は次の式による。

$${}_b f_{cr} = \begin{cases} \left(\frac{F}{1.5}\right) \times 1.5 & \left(\frac{r}{t} \leq 0.274 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.78}\right) \\ \left\{0.267F + 0.4F \left[\frac{2.106 - r/t(F/E)^{0.78}}{1.832}\right]\right\} \times 1.5 & \left(0.274 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.78} \leq \frac{r}{t} \leq 2.106 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.78}\right) \\ \left(\frac{1}{2.25} {}_b \sigma_{cr,e}\right) \times 1.5 & \left(2.106 \left(\frac{E}{F}\right)^{0.78} \leq \frac{r}{t}\right) \end{cases} \quad (7.15)$$

ここで， ${}_b \sigma_{cr,e}$ ：弾性曲げ座屈応力度で，次式により定める。

$${}_b \sigma_{cr,e} = 0.6E \frac{t}{r} \left\{ 1 - 0.731 \left[ 1 - \exp \left[ -\frac{1}{16} \left( \frac{r}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right] \right\} \quad (7.16)$$

3) 許容せん断応力度  ${}_s f_{cr}$  (N/cm<sup>2</sup>) は次式による。

$${}_s f_{cr} = \begin{cases} \left( \frac{F}{1.5\sqrt{3}} \right) \times 1.5 & \left( \frac{r}{t} \leq \frac{0.204(E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \right) \\ \left\{ \frac{0.267F}{\sqrt{3}} + \frac{0.4F}{\sqrt{3}} \left[ \frac{1.446 - r/t(l/r)^{0.4} (F/E)^{0.81}}{1.242} \right] \right\} \times 1.5 & \left( \frac{0.204(E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \leq \frac{r}{t} \leq \frac{1.446(E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \right) \\ \left( \frac{1}{2.25} {}_s \sigma_{cr,e} \right) \times 1.5 & \left( \frac{1.446(E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \leq \frac{r}{t} \right) \end{cases} \quad (7.17)$$

ここで、

$l$  : 座屈区間長さ (cm)

${}_s \sigma_{cr,e}$  : 弾性せん断座屈応力度, 式(7.18)により定める

$${}_s \sigma_{cr,e} = 0.8 \frac{4.83E}{\left[ l/r(r/t)^{1/2} \right]^2} \frac{t}{r} \left\{ 1 + 0.0239 \left[ \frac{l}{r} \left( \frac{r}{t} \right)^{1/2} \right]^3 \right\}^{1/2} \quad (7.18)$$

(4) 極めて稀に発生する地震荷重に対する許容応力度は、半径板厚比( $r/t$ )の値に応じて、それぞれ次の1)~3)により求める。

1) 許容圧縮応力度  ${}_c f_{cr}$  (N/cm<sup>2</sup>) は次式による。

$${}_c f_{cr} = \begin{cases} F & \left( \frac{r}{t} \leq 0.377 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.72} \right) \\ 0.6F + 0.4F \left( \frac{2.567 - r/t(F/E)^{0.72}}{2.190} \right) & \left( 0.377 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.72} \leq \frac{r}{t} \leq 2.567 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.72} \right) \\ {}_c \sigma_{cr,e} & \left( 2.567 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.72} \leq \frac{r}{t} \right) \end{cases} \quad (7.19)$$

ここで、 ${}_c \sigma_{cr,e}$  : 弾性軸圧縮座屈応力度で、式(7.14)により定める。

2) 許容曲げ応力度  ${}_b f_{cr}$  (N/cm<sup>2</sup>)は次の式による。

$${}_b f_{cr} = \begin{cases} F & \left( \frac{r}{t} \leq 0.274 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.78} \right) \\ 0.6F + 0.4F \left( \frac{2.106 - r/t (F/E)^{0.78}}{1.832} \right) & \left( 0.274 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.78} \leq \frac{r}{t} \leq 2.106 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.78} \right) \\ {}_b \sigma_{cr,e} & \left( 2.106 \left( \frac{E}{F} \right)^{0.78} \leq \frac{r}{t} \right) \end{cases} \quad (7.20)$$

ここで、

${}_b \sigma_{cr,e}$  : 弾性曲げ座屈応力度、式(7.16)により定める。

3) 許容せん断応力度  ${}_s f_{cr}$  (N/cm<sup>2</sup>) は次式による。

$${}_s f_{cr} = \begin{cases} \frac{F}{\sqrt{3}} & \left( \frac{r}{t} \leq \frac{0.204 (E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \right) \\ \frac{0.6F}{\sqrt{3}} + \frac{0.4F}{\sqrt{3}} \left( \frac{1.446 - r/t (l/r)^{0.4} (F/E)^{0.81}}{1.242} \right) & \left( \frac{0.204 (E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \leq \frac{r}{t} \leq \frac{1.446 (E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \right) \\ {}_s \sigma_{cr,e} & \left( \frac{1.446 (E/F)^{0.81}}{(l/r)^{0.4}} \leq \frac{r}{t} \right) \end{cases} \quad (7.21)$$

ここで、

- $l$  : 座屈区間長さ (cm)
- ${}_s \sigma_{cr,e}$  : 弾性せん断座屈応力度で、式(7.18)により定める。
- $r$  : 筒身の内半径 (cm)
- $t$  : 筒身の板厚 (cm)
- $E$  : ヤング係数 (N/cm<sup>2</sup>)
- $F$  : 降伏応力度の基準値 (N/cm<sup>2</sup>)

### 7.3.2 ボルトの許容耐力 (風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>から抜粋)

フランジ継手用高力ボルトの許容耐力は以下のように定める。

#### (1) 長期許容引張力と長期すべり耐力

長期許容引張力と長期すべり耐力は、それぞれ短期許容引張力と短期すべり耐力の 1/1.5 とする。

#### (2) 短期許容引張力

稀に発生する暴風、地震、積雪時の短期許容引張力( $T_a$ )は、以下に示す 1) と 2) のいずれかによる。

1) 等価静的設計法では、短期許容引張力は設計ボルト張力( $N_0$ )とし、F10T 高力ボルトに対して、式(7.1)により定める。

$$T_a = 1.0 \cdot N_0 = 0.75 \cdot \sigma_y \cdot A_e \quad (7.1)$$

ここで、

$T_a$  : 短期許容引張力 (N)

$N_0$  : 設計ボルト張力 (N),  $0.75 \cdot \sigma_y \cdot A_e$

$\sigma_y$  : 材料の基準強度 (ボルト降伏強度) (N/mm<sup>2</sup>) (F10T : 900N/mm<sup>2</sup>)

$A_e$  : ボルトねじ部有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

2) 疲労耐力設計法では、設計風速までの強風を含めた疲労評価を行い、使用期間中にボルトの疲労損傷が生じないことを確認できた場合に、短期許容引張力はボルトねじ部の有効断面積に降伏強度の 0.8 倍を乗じる値とし、式(7.2)により定める。

$$T_a = 0.8 \cdot \sigma_y \cdot A_e \quad (7.2)$$

ただし、設計ボルト張力は、ボルトねじ部有効断面積に降伏強度の 0.7 倍を乗じる値とする。

$$N_0 = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot A_e \quad (7.3)$$

(3) レベル2地震時の許容引張力

\*1

極めて稀に発生するレベル2地震時の許容引張力は、設計法によらず、ボルトねじ部の有効断面積に降伏強度の1.0倍を乗じる値とし、式(7.4)により定める。

$$T_a = \sigma_y \cdot A_e \quad (7.4)$$

(4) すべり耐力

高力ボルト摩擦接合部におけるボルト1本当たりの短期すべり耐力 $R_s$ は、式(7.5)により定める。

$$R_s = \mu \cdot N_0 \quad (7.5)$$

ここで、 $\mu$ は接合面のすべり係数、0.45を超えない範囲で実験により定める。またレベル2地震時のすべり耐力は短期すべり耐力とする。

(5) 高力ボルトセットと締め付け施工

使用する高力ボルトセットはJIS B1186（摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット）の2種（10・9）に準拠するものとする。

また、設計ボルト張力を長期的に確保するために締め付け施工時の締め付け力の目標値は、設計ボルト張力の1.1倍とし、施工時の締め付けは接合部すべてのボルトにできるだけ均等に与えるようにする。

(6) 維持管理

ナセル風速計が極値風速の0.7倍以上の瞬間風速を記録した場合（IECクラスIとクラスIIの風車はそれぞれ49m/sと42m/sとなる）または震度5弱以上の地震が観測された場合に緊急点検を実施すると共に、半年以下の頻度での定期点検を行うことにより、高力ボルトの性能を確保する。また1本でもボルトが遅れ破壊した場合はその風車の同じロットのボルトを全数交換することとする。

\*1：この「レベル2地震」は、「極めて稀に発生する地震動」を指す。

2) 下部構造及び基礎の安全性照査に用いる許容応力度

以下では、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>における鋼構造の安全性照査に用いる許容応力度に関する記述(抜粋)を示す。なお、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>における鋼構造の安全性照査に用いる許容応力度は、1)と重複するため省略する。

2.3.2 構造用鋼材(告示第35条第2項関係) (港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup> から抜粋)

構造用鋼材の許容応力度は、材質及び応力度の種類に応じて表-2.3.1の値を標準とする。

表-2.3.1 構造用鋼材の許容応力度(告示第35条別表第7)

応力度の種類	鋼種	SS400	SM490	SM490Y	SM570
		SM400 SMA400		SM520 SMA490	SMA570
軸方向引張応力度(純断面積につき)		140	185	210	255
軸方向圧縮応力度(総断面積につき)		140	185	210	255
曲げ引張応力度(純断面積につき)		140	185	210	255
曲げ圧縮応力度(総断面積につき)		140	185	210	255
せん断応力度(総断面積につき)		80	105	120	145
支圧 応力度	鋼板と鋼板	210	280	315	380
	ヘルツ公式で算出する場合	600	700	—	—

(N/mm<sup>2</sup>)

2.3.7 許容応力度の割増し(告示第35条第3項関係) (港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup> から抜粋)

許容応力度法によって部材の安全を検査する場合において、数種類の外力及び荷重等の組合せを勘案するときは、表-2.3.4に従って許容応力度を割り増すことができる。

表-2.3.4 鋼材の許容応力度の割増係数(告示第35条別表第10)

外力及び荷重の組合せ	割増係数
温度変化の影響を考えた場合	1.15
地震の影響を考えた場合	1.50

[参考]

- (1) 構造物の安全維持のためには、想定外力のばらつき、設計計算法の誤差、使用材料のばらつき、製作、施工、保守等に含まれる不確定要素などを考慮して設計する必要がある。これらの全ての条件を確率的に評価して設計法に導入することは困難である。表-2.3.4の割増係数は、荷重の外力の生起可能性及び作用時の構造物の応答特性等を考慮して定められたものである。
- (2) 特別な外力を想定するときには、表-2.3.4以外の割増係数を用いてもよい。特別な場合とは例えば衝突荷重などを考慮する場合である。このときには、一般に防衝施設を設けることが多いが、防衝施設なしの直接衝突荷重を考慮するときには、割増係数を1.70とすることがある。

以下では、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>及び風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>におけるコンクリート構造の安全性照査に用いる許容応力度に関する記述（抜粋）を示す。

### 3.3 許容応力度法による設計（告示第36条関係）（港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup> から抜粋）

許容応力度法によって部材の安全を検討する場合には、コンクリート及び鉄筋の許容応力度は、使用材料に応じた適切な数値とするものとする。この場合において、数種類の外力及び荷重等の組合せを勘案するときは、表-3.3.1に従って許容応力度を割り増すことができる。

表-3.3.1 無筋コンクリート及び鉄筋コンクリートの許容応力度の割増係数（告示第36条別表第11）

種 別	外力及び荷重の組合せ	割増係数
無筋コンクリート	地震の影響を考えた場合	1.50
	温度変化及び乾燥収縮の影響を考えた場合	1.15
鉄筋コンクリート	地震の影響を考えた場合	1.50

#### 〔参考〕

- (1) 許容応力度設計法による場合、無筋コンクリート及び鉄筋コンクリートの許容応力度を、コンクリート標準示方書 設計編 第13章 を参考として表-参3.3.1及び表-参3.3.2のように定めた。表中に示されていない設計基準強度を用いる場合あるいは軽量骨材コンクリートの場合には、その許容応力度は、コンクリート標準示方書 設計編 第13章 を参考に定めるのがよい。なお、形鋼の許容付着応力度については、コンクリート標準示方書 より削除されたが、これまでの実績を参考にして、便宜上暫定的に表のごとく定めた。

表-参3.3.1 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類	許容応力度	許容応力度の上限値
許容圧縮応力度	$f'_{ck}/4$ 以下	5.4
許容曲げ引張応力度	$f_{tk}/7$ 以下	0.29
許容支圧応力度	$0.3f'_{ck}$ 以下	5.9

注)  $f'_{ck}$ ；設計基準強度

$f_{tk}$ ；設計基準引張強度（JIS A 1113 コンクリートの引張強度試験方法 によって求める）

(港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup> から抜粋)

表一参3.3.2 鉄筋コンクリートの許容応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		設計基準強度				
		18	24	30	40 <sup>注1)</sup>	
許容曲げ圧縮応力度( $\alpha \delta_a$ )		7	9	11	14	
許容せん断 応力度	斜め引張鉄筋の計算をしない場合( $\tau_{a1}$ )	はりの場合	0.4	0.45	0.5	0.55
		スラブの場合 <sup>注2)</sup>	0.8	0.9	1.0	1.1
	斜め引張鉄筋の計算をする場合( $\tau_{a2}$ )	せん断力のみの場合 <sup>注3)</sup>	1.8	2.0	2.2	2.4
許容附着 応力度	形鋼		0.6	0.7	0.8	0.9
	普通丸鋼		0.7	0.8	0.9	1.0
	異形棒鋼		1.4	1.6	1.8	2.0
許容支圧応力度( $\alpha \delta_a$ ) $\delta_{ca}$ )		$0.3f'_{ck}$				

注) 1) 許容曲げ圧縮応力度の行以外は40以上の意味である

2) 押抜きせん断に対する値である

3) ねじりの影響を考慮する場合はこの値を割増ししてよい

(2) 鉄筋の許容応力度は、コンクリート標準示方書 設計編 第13章 の規定を参考にして定めた表一参3.3.3の値を超えてはならない。

(港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup> から抜粋)

表一参3.3.3 鉄筋の許容引張応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類	SR235	SR295	SD295A, B	SD345	SD390
(a) 一般の場合の許容応力度	137	157(147) <sup>注1)</sup>	176	196	206
(b) 疲労強度より定まる許容応力度	137	157(147)	157	176	176
(c) 降伏強度より定まる許容応力度 <sup>注2)</sup>	137	176	176	196	216

注1) ( ) 内は軽量骨材コンクリートに対する値

注2) (c)は、地震時の影響を考える場合、鉄筋の重ね長さや定着長を計算する場合等に用いる

(3) 鉄筋コンクリートの水中での曲げ及びせん断強度は、気中のものに比較して低下する場合もあるので、この場合には、許容応力度を低めに設定することが必要である<sup>1)</sup>。

(4) 温度変化、乾燥収縮及び地震の影響を考えた場合の許容応力度の割増しに関する考え方は、コンクリート標準示方書を参考に定めた。また、コンクリート部材や構造物の運搬等の施工作业に伴って生じる一時的荷重は、荷重の状態やコンクリートの材令等を考慮して許容応力度を高めてよいことにした。しかし、一時的荷重の大きさ等は設計及び施工条件によって著しく異なるので、許容応力度を高める限度については明記せず、責任技術者の判断に委ねることとした。



9.2.5 基準強度および許容応力度 (風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>から抜粋)

(1) コンクリートの許容圧縮応力度は、表 9.7 に示す値とする。

表 9.7 コンクリートの許容圧縮応力度 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

	長期	短期	極稀荷重時
許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$F_c/3$	長期の 2 倍	同左
この表において、 $F_c$ は、設計基準強度を表すものとする。			

(2) コンクリートの許容せん断応力度は、表 9.8 に示す値とする。

表 9.8 コンクリートの許容せん断応力度 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	長期	短期	極稀荷重時
許容せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$F_c \leq 21$ $21 < F_c$	$F_c/30$ $0.49 + F_c/100$	長期の 2 倍	同左
許容押抜きせん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18 24	0.8 0.9	長期の 1.5 倍	長期の 2 倍
	30 $F_c \leq 40$	1.0 1.1		
この表において、 $F_c$ は、設計基準強度を表すものとする。				

(3) コンクリートの長期許容支圧応力度は、式(9.1)によるものとする。短期許容支圧応力度及び極稀荷重時許容応力度はそれぞれ長期の 1.5 倍、2 倍とする。

$$\sigma_{ba} = \left( 0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \quad (9.1)$$

ただし、

$$\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$$

ここで、

- $\sigma_{ba}$  : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : 局部荷荷の場合のコンクリート面の全面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_b$  : 局部荷荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = F_c$

(4) 鉄筋の許容応力度は、表 9.9、表 9.10 によるものとする。

表 9.9 鉄筋の許容応力度 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

許容応力度 種類		長期			短期・極稀荷重時		
		圧縮	引張		圧縮	引張	
			せん断補強筋以外に用いる場合	せん断補強筋に用いる場合		せん断補強筋以外に用いる場合	せん断補強筋に用いる場合
丸鋼		$F/1.5$ かつ 155 以下	$F/1.5$ かつ 155 以下	$F/1.5$ かつ 195 以下	$F$	$F$ かつ 295 以下	
異形鉄筋	径 28mm 以下のもの	$F/1.5$ かつ 215 以下		$F/1.5$ かつ 195 以下	$F$	$F$ かつ 390 以下	
	径 28mm を超えるもの	$F/1.5$ かつ 195 以下			$F$	$F$ かつ 390 以下	

この表において、 $F$  は、表 9.10 に規定する基準強度を表すものとする。

表 9.10 鋼材等の許容応力度の基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼材等の種類および品質		基準強度
丸鋼	SR235, SRR235	235
	SR295	295
異形鉄筋	SDR235	235
	SD295A, SD295B	295
	SD345	345
	SD390	390

参考文献

- 1) 土木学会 (2010), 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説
- 2) 日本港湾協会 (1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解説

付属書 7 安定性照査に関する許容支持力及び安全率の設定例（長期荷重、地震荷重、津波荷重）

この付属書では、基礎に対する長期荷重、地震荷重、津波荷重の安定性照査に用いる許容支持力及び安全率の設定例を示す。ただし、これらの許容支持力及び安全率を照査に用いる際は、それぞれの許容支持力及び安全率が対象としている照査式の適用範囲や対象とする支持構造物の構造形式などを踏まえて適切に選定する必要がある。

(1) 基礎の安定性照査に用いる許容支持力及び安全率の設定例

1) 杭式基礎

付表-7.1、付表-7.2 に、杭式基礎の支持力照査に用いる許容支持力及び安全率の設定例を示す。これらは、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>で設定されている許容支持力及び安全率に基づいて設定したものである。

付表-7.1 杭式基礎の鉛直支持力の照査に用いる安全率<sup>注1)</sup>の設定例

荷重組み合わせ		適用基準		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（H11年版） <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	第5編 第4章 4.1.2項（常時）	または 9.4.3項（長期）	第5編 第4章 4.1.2項（常時）： 安全率 2.5 9.4.3項（長期）： 安全率 3.0
	稀に発生する地震	-	9.4.3項（短期）	安全率 1.5
	港湾レベル1地震動	第5編 第4章 4.1.2項（地震時）	-	支持杭：安全率 1.5 摩擦杭：安全率 2.0
	極めて稀に発生する地震動	-	9.4.3項（極稀）	安全率 1.0
	設計津波	第5編 第4章 4.1.2項（地震時）	-	支持杭：安全率 1.5 摩擦杭：安全率 2.0

注1： 安全率の値の適用の詳細については、本付属書（2）に示した、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所（抜粋）を参照。

付表-7.2 杭式基礎の引抜き力の照査に用いる安全率<sup>注1</sup>の設定例

荷重組み合わせ		適用基準		備考
		港湾の施設の技術上の 基準・同解説（H11年版） <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物 構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準 独自の 荷重組み 合わせ	長期荷重	第5編 第4章 4.2.2項（常時）	または 9.4.3項（長期）	第5編 第4章 4.2.2項（常時） ： 安全率 3.0  9.4.3項（長期） ： 安全率 15/4 または 3.0
	稀に発生する地震	-	9.4.3項（短期）	安全率 15/8 または 1.5
	港湾レベル1地震動	第5編 第4章 4.2.2項（地震時）	-	安全率 2.5
	極めて稀に発生する 地震動	-	9.4.3項（極稀）	安全率 1.2 または 1.0
	設計津波	第5編 第4章 4.2.2項（地震時）	-	安全率 2.5

注1： 安全率の値の適用の詳細については、本付属書（2）に示した風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所（抜粋）を参照。

2) 重力式基礎

付表-7.3、7.4、7.5 に、重力式基礎の安定性照査（支持力、転倒、活動）に用いる許容支持力及び安全率の設定例を示す。これらは、風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>で設定されている許容支持力及び安全率に基づいて設定したものである。

付表-7.3 重力式基礎の支持力照査に用いる安全率<sup>注1)</sup>の設定例

荷重組み合わせ		適用基準		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（H11年版） <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	第5編 第2章 2.5節（波圧時） 6.1節	または 9.3.3項（長期）	第5編 第2章 2.5節（波圧時） 偏心傾斜荷重の支持力 ： 安全率 1.0  第5編 第2章 6.1節 円弧すべりによる斜面安定 ： 安全率 1.3  9.3.3項（長期） ： 安全率 3.0
	稀に発生する地震	-	9.3.3項（短期）	安全率 1.5
	港湾レベル1地震動	第5編 第2章 2.5節（波圧時）	-	偏心傾斜荷重の支持力 ： 安全率 1.0
	極めて稀に発生する地震動	-	9.3.3項（極稀）	安全率 1.0
	設計津波	第5編 第2章 2.5節（波圧時）を準用	-	偏心傾斜荷重の支持力 ： 安全率 1.0を準用

注1： 安全率の値の適用の詳細については、本付属書（2）に示した風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所（抜粋）を参照。

付表-7.4 重力式基礎の転倒照査に用いる安全率<sup>注1</sup>の設定例

荷重組み合わせ		適用基準		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（H11年版） <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）	または 9.3.3項（長期）	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）： 安全率 1.2
	稀に発生する地震	-	9.3.3項（短期）	
	港湾レベル1地震動	第7編 第2章 2.7.1項（地震時）	-	安全率 1.1
	極めて稀に発生する地震動 <sup>注2</sup>	-	9.3.3項（極稀）	
	設計津波 <sup>注2</sup>	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）を準用	-	安全率 1.2を準用

注1： 安全率の値の適用の詳細については、本付属書（2）に示した風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所（抜粋）を参照。

付表-7.5 重力式基礎の滑動照査に用いる安全率<sup>注1</sup>の設定例

荷重組み合わせ		適用基準 <sup>注1</sup>		備考
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（H11年版） <sup>2)</sup>	風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 <sup>1)</sup>	
本基準独自の荷重組み合わせ	長期荷重	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）	または 9.3.3項（長期）	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）： 安全率 1.2
	稀に発生する地震	-	9.3.3項（短期）	
	港湾レベル1地震動	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）	-	安全率 1.2
	極めて稀に発生する地震動	-	9.3.3項（極稀）	
	設計津波	第7編 第2章 2.7.1項（波圧時）を準用	-	安全率 1.2を準用

注1： 安全率の値の適用の詳細については、本付属書（2）に示した風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>及び港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の該当箇所（抜粋）を参照。

(2) 引用した許容支持力及び安全率の抜粋

ここでは、(1) の許容支持力及び安全率の設定例で引用した基準や指針の記述（抜粋）を示す。

1) 杭式基礎の安定性照査に用いる許容支持力及び安全率

以下では、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>及び風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>における杭式基礎の許容支持力及び安全率に関する記述（抜粋）を示す。

4.1 杭の軸方向許容支持力

4.1.1 一般（告示第43条第1項関係）（港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup>から抜粋）

杭の軸方向許容支持力は、軸方向極限支持力を安全率で除した数値を基準とし、必要に応じ、次に掲げる各事項を勘案した適切な数値とすることを標準とする。この場合において、安全率は、構造物の特性、地盤の強度その他の特性に応じた適切な数値とするものとする。

- (1) 杭材の許容圧縮応力度
- (2) 杭の継ぎ手による許容応力度の低減
- (3) 杭の細長比による許容応力度の低減
- (4) 群杭の作用
- (5) 杭の負の周面摩擦
- (6) 杭の沈下量

〔解説〕

- (1) 上記は杭基礎における各杭の軸方向支持力を判定するための原則を述べたものである。まず、単杭としての軸方向極限支持力を求め、これを安全率で除したものを、基準軸方向許容支持力とする。次に、上記(1)～(6)までの項目について検討し、基準軸方向許容支持力に対して必要な低減を行う。このようにして求められるものが、杭基礎の設計に用いるべき杭の軸方向許容支持力である。
- (2) 杭の支持力は施工の影響を強く受けるので、杭の施工に先だって試験杭の施工を実施し、種々の検討により設計の確認を行うことが必要である。試験杭の結果によっては、杭長や施工法を変更する必要がある。
- (3) 群杭とは、杭の支持力及び変形に対して、杭が相互に影響しあう状態となっている杭群のことをいう。

〔参考〕

- (1) 杭の頭部に荷重 $P_0$ を加える場合、その荷重は杭の先端支持力 $R_p$ と杭の周面摩擦力 $R_f$ によって支えられ、式(4.1.1)のように表現される。

$$P_0 = R_p + R_f = (\text{杭の支持力}) \quad (4.1.1)$$

4.1.2. 基準軸方向許容支持力 (港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup>から抜粋)

基準軸方向許容支持力は単杭の軸方向極限支持力を適切な安全率で除した値とする。

〔解説〕

- (1) 軸方向極限支持力から基準軸方向許容支持力を求めるときに用いる安全率は、地盤条件、杭の条件、載荷条件などに含まれている偏差を考慮するためのものであり、地盤の破壊に対して杭の安全性を確保できる値をとる必要がある。単杭の軸方向極限支持力を載荷試験、静的支持力算定式で求めた場合、基準軸方向許容支持力は、安全率で除した値を用いる。
- (2) 安全率は各種の不確定要素を補うためのものである。したがって、用いる安全率は、設計者に与えられている情報の質と量及び設計者の判断能力に応じて変えるべきである。

〔参考〕

- (1) 安全率の下限の目安を表一参4.1.1に示した。表一参4.1.1に示す数字の意味は以下のようなものである。
  - (a) 常時における安全率の最小値の2.5は、地盤の極限破壊現象に対して2.5の安全率ということであって、地盤降伏現象に対しては、1.5～2.0程度の安全率を与えるものと考えられる。
  - (b) 地震時の安全率の下限は常時より小さくしてよいとしている。これは、地震の継続時間が比較的短いこと、衝撃荷重に対しては土の強度が一般に大きくなることなどを考慮したものである。
- (2) 地震の後に地盤に永久変形が残ることが想定される場合には別途検討が必要である。また、土の動的性質については不明な点が多く、地震時に土の強度を大きくとってよいとはいえない面もある。例えば、鋭敏な粘土が激しい振動を受けたときには、強度を失うことも考えられ、また、緩い砂層では地震時に液状化が起こって、杭の支持力を大きく低下させることが過去の震害例からも指摘されている。したがって、このような現象の影響を受けやすい摩擦杭の場合、地震時の安全率は支持杭より大きくとることが必要である。
- (3) 表一参4.1.1に示した安全率を用いれば、普通考えられる港湾構造物の設計の際の情報のもとでは安全な結果を与えるものと考えられる。しかし、特に重要な構造物や人命に影響のあるような構造物では、大きな安全率をとらなければならない場合もある。また、十分な調査と高度な判断力があれば、この下限値を下回る安全率をとることも可能である。例えば、土質調査や載荷試験が綿密に実施されており、これらによって杭の挙動を推定した結果が、付近にある同種の実在構造物の詳細な観測結果とよく合うような場合である。このようなときは、土質基礎工学の専門家の判断を得た上で、安全率を低減することが許される。

表一参4.1.1 安全率の下限値の目安

常 時		2.5
地 震 時	支 持 杭	1.5
	摩 擦 杭	2.0



#### 4.2.2 基準許容引抜き力 (港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup>から抜粋)

基準許容引抜き力は、単杭の最大引抜き力を適切な安全率で除した値とする。

##### 〔解説〕

杭に引抜き力がかかる場合は押込み力がかかる場合と異なり、土にかかる力及び変位の方向は上向きである。これは杭の周辺の土に対する有効応力を減少させ、土を緩めようとする傾向をもつ。また、変位が進行するとともに杭の接地面積は減少する。したがって、引抜きの場合、杭の変位の増大又は載荷時間の持続は土の抵抗力に対し、非常に不利な影響を与えることになる。ことに粘性土の場合、クリープ現象が押込みの場合よりも顕著に現れることが予想される。このような事情から常時の安全率の下限値は、軸方向支持力の場合より大きい値を採用する必要がある。また、引抜きの場合の安全率は最大荷重に対するものであって、押込みの場合のように極限荷重に対するものではないという点からも、大きな安全率を用いるべきである。

##### 〔参考〕

- (1) 単杭の最大引抜き力から基準許容引抜き力を求めるための安全率の下限値の目安を表一参4.2.1に示す。
- (2) 表一参4.2.1では地震時の安全率の下限値は2.5とした。これは荷重時間が短いことを考慮して常時よりも低減したものである。ただし、地震時に砂層の液状化の可能性があるような場合には、十分これを考慮して許容引抜き力を定める必要がある。

表一参4.2.1 安全率の下限値の目安

常時	3
地震時	2.5

9.4.3 安定計算 (風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>から抜粋)

(a) 杭の許容支持力

(1) 杭単体の許容鉛直支持力

杭の許容鉛直支持力は、杭体の許容圧縮力以下とし、表 9.23 に示す値を用いる。杭体の許容圧縮力は、9.2.5 項に示す許容圧縮応力度に最小断面積をかけた値とする。

表 9.23 杭の許容鉛直支持力(単位：kN)

	長期荷重時	短期荷重時	極稀荷重時
1)	$R_a = \frac{1}{3} R_v$	$R_a = \frac{2}{3} R_v$	$R_a = R_v$
2)	$R_a = q_p A_p + \frac{1}{3} R_F - W_p$	$R_a = 2q_p A_p + \frac{2}{3} R_F - W_p$	$R_a = 3q_p A_p + R_F - W_p$

1)は杭の周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれない場合に用いる。

2)は杭の周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれる場合に用いる。

ただし、

$$R_F = \left( \frac{10}{3} \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} q_v L_c \right) \phi$$

また、杭先端地盤の許容支持力度は表 9.24 に示す値を用いる。

表 9.24 杭先端地盤の許容支持力度(単位：kN/m<sup>2</sup>)

杭の種類	$q_p$
打込み杭	$300/3\bar{N}$
セメントミルク工法による埋込み杭	$200/3\bar{N}$
アースドリル工法等による場所打ち杭	$150/3\bar{N}$

注)  $\bar{N}$  は、杭先端地盤付近の平均  $N$  値( $N \leq 60$ )を表す。

ここで、

- $R_u$  : 杭の許容鉛直支持力 (kN)
- $R_p$  : 載荷試験による杭の極限鉛直支持力 (kN)
- $q_p$  : 杭先端の地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $A_p$  : 杭の先端の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $W_p$  : 杭の自重 (kN)
- $R_f$  : 杭周面の極限摩擦抵抗力 (kN)
- $\bar{N}_s$  : 杭周面地盤のうち砂質地盤の平均 N 値 ( $N \leq 30$ ) (回)
- $L_s$  : 杭の砂質地盤に接する長さの合計 (m)
- $\bar{q}_c$  : 杭周面地盤のうち粘土質地盤の一軸圧縮強度の平均値 ( $\bar{q}_c \leq 200$ ) (kN/m<sup>2</sup>)
- $L_c$  : 杭の粘土質地盤に接する長さの合計 (m)
- $\psi$  : 杭周長 (m)

## (2) 杭の許容引抜き力

杭の許容引抜き力は、許容引張応力度に杭体の最小面積を掛けた値以下とし、表 9.25 に示す値を用いる。杭体の許容引張応力度は、9.2.5 項に示す許容引張応力度とする。

表 9.25 杭の許容引抜き力 (kN)

	長期	短期	極稀荷重時
1)	${}_1R_u = \frac{1}{3} {}_1R_p + W_p$	${}_1R_u = \frac{2}{3} {}_1R_p + W_p$	${}_1R_u = {}_1R_p + W_p$
2)	${}_1R_u = \frac{4}{15} {}_1R_p + W_p$	${}_1R_u = \frac{8}{15} {}_1R_p + W_p$	${}_1R_u = \frac{1}{1.2} {}_1R_p + W_p$

1)は杭の周面の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれない場合に用いる。

2)は杭の周面の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれる場合に用いる。

ここで、

- ${}_1R_u$  : 杭の許容引抜き力 (kN)
- ${}_1R_p$  : 載荷試験による杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- ${}_1R_{ps}$  : 載荷試験による杭の残留引抜き抵抗力 (kN)
- $R_f$  : 杭周面の極限摩擦抵抗力 (kN)
- $W_p$  : 杭の自重 (kN)

2) 重力式基礎の安定性照査に用いる許容支持力及び安全率の設定例

以下では、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>及び風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>における重力式基礎の許容支持力及び安全率に関する記述を示す。(重力式基礎については、防波堤に関する記述を参考として提示する。)

2.5 偏心傾斜荷重に対する支持力(告示第41条第5項関係)(港湾の施設の技術上の基準・同解説 H11 年版<sup>2)</sup>から抜粋)

重力式構造物の基礎地盤に作用する偏心傾斜荷重に対する支持力の検討は、次式の簡易ビショップ法による円弧滑り解析によって行うことを標準とする。この場合において、安全率は、構造物の特性に応じた適切な数値とし、かつ、地盤等の強度定数、外力及び荷重の作用形態等については、施設の構造の特性等を勘案して適切に設定しなければならない。

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \Sigma H a} \frac{\Sigma (cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad (2.5.1)$$

この式において、 $F_s$ 、 $W$ 、 $\alpha$ 、 $R$ 、 $H$ 、 $a$ 、 $c$ 、 $b$ 、 $W'$  及び  $\phi$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$F_s$  簡易ビショップ法による円弧滑りに対する安全率

$W$  単位長さ当たりの分割片の全重量 (kN/m)

$\alpha$  分割片底面が水平面と成す角度 (°)

$R$  円弧滑りの滑り円の半径 (m)

$H$  円弧滑りの滑り円内の土塊に作用する水平外力 (kN/m)

$a$  水平外力  $H$  の作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの腕の長さ (m)

$c$  粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$b$  分割片の幅 (m)

$W'$  単位長さ当たりの分割片の有効重量 (土の重量と載荷重との和。水面下にある場合は、水中単位体積重量) (kN/m)

$\phi$  粘性土地盤の場合においては、0、砂質土地盤の場合においては、排水条件における内部摩擦角 (°)

表-2.5.1 偏心傾斜荷重の支持力に対する安全率(ビショップ法)

	係船岸等	防波堤
常時	1.2以上	—
地震時	1.0以上	—
波任せ	—	1.0以上

- (1) 自重又は載荷重による斜面滑りの破壊に関する安定性は、円弧又は直線の滑り面を仮定して二次元問題として解析することを原則とする。
- (2) 斜面の安定解析は、斜面の安定性が最も低下する場合について行う。

〔解説〕

(1) 一般

斜面の安定解析とは、斜面を構成する土塊が土の自重又は載荷重などによって安定性を減少する場合に、極限平衡の状態に対する安全率を求めることである。斜面の安定解析に用いられる計算方法は土塊の安定性を調べるものであるから、斜面の安定のほか基礎の支持力の算定にも用いることができる。

(2) 滑り面の形状

(a) 滑り面の形状の種類

斜面安定解析における滑り面の形状については、理論的には、直線、対数らせん及び円弧の組み合わせられた形状が生じることが認められている<sup>1)</sup>が、実用的には円弧滑り面又は直線滑り面を用いる。また、特に弱い層があってそこを通る滑りが予想される場合には、その滑り面又は適当な形の滑り面を仮定することもある。一般に滑り面の形を仮定する場合には、複合滑り面に沿って土塊が円滑に滑るようなものであることが必要で、土塊の運動が不自然に思われる曲線や、急な折れ線などを仮定してはならない。

(b) 砂質土地盤の斜面の滑り

乾燥砂又は飽和砂の斜面の滑り破壊は、普通、斜面がくずれて傾度が減少するという形をとり、円弧滑り面よりも直線滑り面を考えた方がよい。円弧滑り面を考える場合でも直線に近いものとなる。砂の斜面が平衡状態にある場合、斜面の傾度を安息角という。この安息角はその斜面の砂の間隙比に対応した内部摩擦角に等しい。不飽和砂の場合には、砂中の水の表面張力によって見掛け上粘着抵抗をもつので、その安息角も乾燥砂や飽和砂の場合より大きい。

(c) 粘性土地盤の滑り

粘性土の場合には実際の滑り面の形は円弧に近い。砂の斜面では滑り面が斜面の表層に近く浅いものが多いのに対し、粘性土の場合には底部滑りといわれる深い滑りが生じることが多い。

斜面安定解析は、普通二次元問題として取り扱う。延長の長い斜面に実際に生じる滑り面は三次元の曲面となるが、二次元問題とした方が安全側である。ただし、有限長の載荷によって安定性が減少すると考えられるような場合には、円筒形滑り面として側面の抵抗を考えることがある。

(3) 斜面安定解析における外力

滑りを生じる原因のうち重要なものは、土の自重、載荷重、水圧などである。このほかには地震力、波力などの繰返し荷重が考えられる。滑りに抵抗する要素は土のせん断抵抗、押さえ荷重などである。せん断強度の時間的変化に関して、土の安定性問題は2つの場合に分類される。すなわち、正規圧密の状態にある地盤に載荷を行う場合と、掘削など荷重の除去をする場合とであり、前者を短期安定問題、後者を長期安定問題という。それぞれの場合において適切な強度定数を用いる必要がある(第2編11.3.3 せん断特性 参照)。

〔参考〕

斜面安定問題における安全率とは、土のせん断強さと、ある仮定した滑り面に生じるせん断応力との比をいう。この安全率の値は仮定した滑り面によって異なるが、与えられた条件のもとでいくつかの滑り面を仮定して求めた安全率のうち、最小のものをその斜面の滑り破壊に対する安全率という。斜面安定解析において設計上確保すべき安全率は常時1.30以上を標準とするが、同一の地盤における実績等から設計定数の信頼性が高いと考えられる場合や、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する場合には、1.10以上1.30未満の安全率で設計してもよい<sup>1)</sup>。

## 2.7.1 直立部の安定計算 (告示第48条第1項, 第2項及び第3項関係)

- (1) 重力式防波堤の直立部の安定の検討は、破壊安全率に基づく設計法によって行うことを標準とする。
- (2) 破壊安全率に基づく設計法を用いる場合においては、直立堤の堤体、混成堤の直立部、傾斜堤の上部工、消波ブロック被覆堤等の直立部の安定の検討は、次に掲げるイーハにより行うことを標準とする。
- イ 滑り出しに対する安定の検討は、次式によって行うこと。この場合において、安全率は、構造物の特性に応じた適切な数値とするものとする。

$$F_s \leq \frac{\mu(W_0 - U)}{P} \quad (2.7.1)$$

この式において、 $F_s$ 、 $\mu$ 、 $W_0$ 、 $U$ 及び $P$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

- $F_s$  直立部の滑り出しに対する安全率  
 $\mu$  直立部と捨石マウンドの摩擦係数  
 $W_0$  直立部の水中部分における重量 (kN/m)  
 $U$  直立部に作用する揚圧力 (kN/m)  
 $P$  直立部に作用する水平波力 (kN/m)

- ロ 転倒に対する安定の検討は、次式によって行うこと。この場合において、安全率は、構造物の特性に応じた適切な数値とするものとする。

$$F_s \leq \frac{W_0 t - M_U}{M_P} \quad (2.7.2)$$

この式において、 $F_s$ 、 $t$ 、 $M_U$ 及び $M_P$ は、それぞれ次の数値、 $W_0$ は前号の $W_0$ と同じ数値を表すものとする。

- $F_s$  直立部の転倒に対する安全率  
 $t$  直立部の重量の合力の作用線から直立部の堤体の後趾までの距離 (m)  
 $M_U$  揚圧力による直立部の後趾の回りのモーメント (kN・m/m)  
 $M_P$  水平波力による直立部の後趾の回りのモーメント (kN・m/m)
- ハ 直立部の底面の地盤の支持力に対する安定の検討は、第5編2.5 偏心傾斜荷重に対する支持力の規定に従って行うこと。
- (3) 信頼性設計法を用いる場合にあっては、当該施設に要求される機能及び構造物の特性に応じて期待滑動量等の必要な数値を適切に設定して所要の構造の安定の検討を行うものとする。

## 【解説】

- (1) 波力の算定については第2編5.2 直立壁に作用する波力を参照するものとし、安全率は(a)~(c)を参考にして適切に設定するものとする。
- (a) 滑り出しに対する安全率は波圧時1.2以上を標準とする。ただし、模型実験によって、堤体の安定性を確認した場合には、安全率が1.2を下回ってもよいが、1.0を下回ってはならない。
- (b) 転倒に対する安全率は、波圧時1.2以上、地震時1.1以上を標準とする。
- (c) 支持力に対する安全率は、波圧時について1.0以上を標準とする。
- (2) 直立部とマウンド面との摩擦係数を増大させるために、直立部底面に摩擦増大マットを敷設する場合もある。摩擦増大マットについては、第2編第16章 摩擦係数を参照のこと。
- (3) 堤体の安定性の検討については、耐用期間中に遭遇する全ての波を確率的に計算し、これらに対する安定性を検討する信頼性設計法を用いることもできる<sup>16)17)18)19)20)</sup>。
- (4) 地盤の支持力の検討においても、信頼性設計法を用いて期待沈下量を計算できる<sup>21)</sup>。

### 9.3.3 安定計算 (風力発電設備支持物構造設計指針・同解説<sup>1)</sup>から抜粋)

#### (a) 安定計算の基本

- (1) 直接基礎底面の鉛直地盤反力度は、9.3.3 項(b)に規定する基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
- (2) 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、9.3.3 項(c)に規定する範囲内とする。
- (3) 直接基礎底面におけるせん断力は、9.3.3 項(d)に規定する基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。

#### 【解説】

地盤の支持力に関しては建築基準法に係わる施行令および告示、基礎の転倒および滑動に関しては道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 2002 年版に基づくものとした。基礎の傾斜が伴うような地盤の圧密等による不同沈下の可能性がある場合は、建築基礎構造設計指針 2001 年版により沈下量を算出し、その影響を考慮する。

#### (1) 直接基礎の底面地盤の支持力

直接基礎は、良好な支持層に設置することが前提である。また長期荷重、短期荷重、極稀荷重時において、直接基礎の底面地盤の支持力ならびに他の安定計算の規定により、その支持層としての健全性を確保するものである。

なお、作用する荷重によって良好な地盤に生じる鉛直変位はわずかであり、直接基礎本体および上部の構造部分に影響を与えるほどのものではないと考える。従って、ここでは鉛直地盤反力を規定するものの、鉛直変位に関しては規定していない。ただし、地質調査等により直接基礎に近い深度に軟弱層の分布が確認された場合は、即時変位および圧密沈下について注意する必要がある。

#### (2) 直接基礎の転倒

短期荷重および極稀荷重に対しては構造物の倒壊等に対する安全性の確保、長期荷重に対しては荷重の合力の偏心による直接基礎の不同沈下等および基礎底面地盤の塑性化を抑えるために設ける規定である。

#### (3) 直接基礎の滑動

直接基礎の滑動は原則底面のみの摩擦力で抵抗するものとする。ただし、根入れ効果を考慮してもよい。その際には、前面地盤の強度特性を適切に考慮するものとする。

なお、滑動に達するまでに生じる直接基礎の水平変位は、直接基礎本体および基礎底面地盤のせん断変形によるものである。一般にこの水平変位量は小さく、風車に何らかの支障を与えないため、本指針では水平変位に関する規定は設けていない。

## 【他法規，規準，指針等との関連】

建築基準法に係わる施行令および告示では，地盤反力を許容支持力以下とする照査方法は規定されているものの，直接基礎の転倒および滑動に関する安全性照査の方法は示されていない。

建築基礎構造設計指針 2001 年版では，地盤反力は，損傷限界状態に対して降伏支持力以下とする規定がある。なお，ここでいう損傷限界状態は，再現期間が 50 年程度に相当する荷重を対象とし，1 回から数回遭遇すると考えられる荷重レベルである。また転倒についての規定はなく，滑動については滑動抵抗力以下とする規定があるものの，滑動抵抗力の算出方法は示されていない。

道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 2002 年版では，地盤の支持力および基礎の転倒・滑動のいずれに関しても，照査方法が規定されている。

### (b) 基礎底面地盤の支持力の照査

基礎底面に作用する鉛直荷重に対する地盤反力度が，基礎底面地盤の許容支持応力度以下であることを照査するものとする。

#### (1) 地盤反力度

図 9.1 に示す地盤反力度は，9.3.3 項(e)に規定する判定方法により剛体であること，および基礎底面地盤は弾性体であることを条件として， $x_n$  が偏心方向の底面長さ  $B$  より大きい，または小さい場合において，式(9.2)，式(9.3)により求める。

$$q_{\max} = x_n \frac{V}{S_n} = \alpha \frac{V}{A} \quad (9.2)$$

$$q_{\min} = (x_n - B) \frac{V}{S_n} = \alpha' \frac{V}{A} \quad (9.3)$$

ここで，

- $q_{\max}$  : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{\min}$  : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- $S_n$  : 中立軸 n-n に関する圧縮面の断面 1 次モーメント
- $B$  : 偏心方向の底面長さ (m)
- $x_n$  : 圧縮縁端から中立軸 n-n までの距離 (m),  $x_n = g - e + I_n / S_n$
- $g$  : 圧縮縁端から図心までの距離 (m)
- $e$  : 底面の図心  $G$  に対する荷重の偏心距離 (m),  $e = M_B / V$
- $I_n$  : 中立軸 n-n に関する圧縮面の断面 2 次モーメント
- $M_B$  : 基礎底面図心に作用するモーメント (kNm)
- $A$  : 地盤反力を受ける面積 (m<sup>2</sup>)
- $G$  : 底面の図心



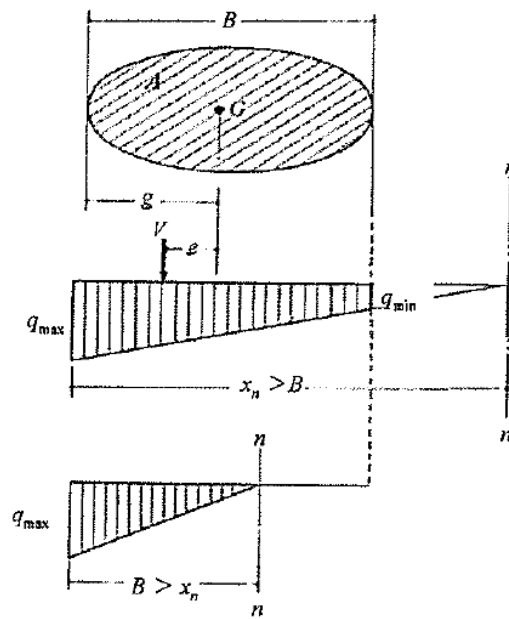


図 9.1 基礎底面の地盤反力度分布

なお、正方形および円形基礎の $\alpha$ と $\alpha'$ は、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 年版の解説図 20.2 により求めてもよい。また、基礎が正多角形の場合には、内接する円に変換して $\alpha$ と $\alpha'$ を求めることができる。

(2) 許容支持応力度の算定

許容支持応力度は、原則、地盤の調査結果に基づき、式(9.4)、式(9.5)、式(9.6)および建築基準法施行令第 93 条のいずれかにより求めるものとする。

1) 地盤の粘着力および内部摩擦角による方法

$$q_a = \frac{C}{3} (i_c \alpha c N_c + i_r \beta \gamma_1 B N_r + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (9.4)$$

ここで、

- $q_a$  : 長期、短期、極稀荷重に対する地盤の許容支持応力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $C$  : 荷重条件毎に異なる係数。長期荷重時は 1、短期荷重時は 2、極稀荷重時は 3
- $i_c, i_r, i_q$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じた補正係数  
 $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2, i_r = (1 - \theta/\phi)^2$
- $\theta$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 ( $^\circ$ )  
 なお、 $\theta$ が $\phi$ を超える場合は、 $\phi$ とする。

- $\phi$  : 内部摩擦角 (°)
- $B$  : 基礎荷重面の短辺または短径 (m)
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : 地盤内部の摩擦角に応じた支持力係数
- $c$  : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1, \gamma_2$  : 基礎底面下, 基礎底面より上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
- $\alpha, \beta$  : 基礎荷重面の形状に応じた係数
- $D_f$  : 基礎に接近した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

2) 平板載荷試験による方法

$$q_a = Cq_t + \frac{1}{3}N'\gamma_2D_f \quad (9.5)$$

ここで,

- $q_t$  : 平板載荷試験による降伏荷重度の 1/2 の数値または極限応力度の 1/3 の数値のうちいずれか小さい数値
- $C$  : 荷重条件毎に異なる係数。長期荷重時は 1, 短期荷重時は 2, 極稀荷重時は 3
- $N'$  : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じた係数
- $D_f$  : 基礎に接近した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ(m)

3) スウェーデン式サウンディングによる方法

$$q_a = C (30 + 0.6\bar{N}_{sw}) \quad (9.6)$$

ここで,

- $\bar{N}_{sw}$  : 基礎の底部から下方 2m 以内の距離にある地盤のスウェーデン式サウンディングにおける 1m あたりの半回転数 (150 を超える場合は 150 とする。) の平均値 (回)
- $C$  : 荷重条件毎に異なる係数。長期荷重時は 1, 短期荷重時は 2, 極稀荷重時は 3

式(9.4)および式(9.5)を用いる場合に必要となる各種係数を, 表 9.17~表 9.19 に示す。

表 9.17 地盤内部の摩擦角に応じた支持力係数

内部摩擦角 支持力係数	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40° 以上
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
$N_\gamma$	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
$N_q$	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた  $N_c$ ,  $N_\gamma$  および  $N_q$  は, 表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

表 9.18 基礎荷重面の形状に応じた係数

基礎荷重面の形状 係 数	円形	円形以外の形状
$\alpha$	1.2	$1.0 + 0.2 B/L$
$\beta$	0.3	$0.5 - 0.2 B/L$

この表において、 $B$ および $L$ は、それぞれの基礎底面の短辺または短径および長辺または長径の長さ（単位 m）を表すものとする。

表 9.19 基礎荷重面下の地盤の種類に応じた係数

地盤の種類 係 数	密実な砂質地盤	砂質地盤（密実なものを除く）	粘土質地盤
$N'$	12	6	3

4) 地盤の種類による許容支持応力度

地盤の種類により、建築基準法施行令第 93 条に示す値（第 13 章を参照）を用いて許容支持応力度を設定する。

(3) 層状地盤の鉛直支持力度

表層砂の下部における粘土層の影響が懸念される場合および層厚が薄い軟弱層を挟む場合の層状地盤の鉛直支持力度は、建築基礎構造設計指針 2001 年版に従って評価してよい。

(4) 傾斜地盤上の鉛直支持力度

傾斜地盤上に直接基礎を設置する場合には、水平地盤上に比較して極限支持力が低下する。傾斜地盤上の鉛直支持力度低下率は、斜面の角度、斜面の高さ、法肩からの距離を考慮し、建築基礎構造設計指針 2001 年版に従って評価してよい。

(5) 岩盤の鉛直支持力度の上限値

岩盤の極限支持力の上限値は表 9.20 に示す値を用いる。

表 9.20 岩盤の極限支持力の上限値(kN/m<sup>2</sup>)

荷重の種類 岩盤の種類	長期荷重時	短期荷重時	極稀荷重時
硬岩（亀裂が多い）	1000	1500	3000
軟岩・土丹	600	900	1800

(c) 直接基礎の転倒に対する照査

直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置と底面の中心との偏心距離は、荷重条件とフーチングの形状に応じて以下に示す条件を満たすこととする。

- (1) 長期荷重時には、正方形、円形、正八角形のフーチングの場合の荷重の合力の作用位置をそれぞれ底面の中心から底面幅の 1/6, 1/8, 1/7.57 以内とする。
- (2) 短期荷重時には、正方形、円形、正八角形のフーチングの場合の荷重の合力の作用位置をそれぞれ底面の中心から底面幅の 1/3, 1/3.4, 1/3.15 以内とする。
- (3) 極稀荷重時には、正方形、円形、正八角形のフーチングの場合の荷重の合力の作用位置をそれぞれ底面の中心から底面幅の 1/2.22, 1/2.43, 1/2.35 以内とする。

なお、基礎形状が正多角形の場合には、内接する円に変換して偏心距離を求めてもよい。

(d) 直接基礎の滑動に対する照査

基礎底面に作用するせん断力が、許容せん断抵抗力以下であることを照査するものとする。許容せん断抵抗力は、式(9.7)により求めるものとする。

$$H_a = H_u / F \quad (9.7)$$

ただし、

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B + 1/4 \gamma_2 B D_f \tan(45^\circ + \phi/2)$$

ここで、

- $H_a$  : 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (kN)
- $H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- $F$  : 安全率 (長期荷重時は 1.5, 短期荷重時は 1.2, 極稀荷重時は 1.0)
- $c_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN)
- $\phi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 ( $^\circ$ ), 表 9.21 の値を用いてよい。
- $A_e$  : 有効載荷面積 ( $m^2$ )
- $V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN), 浮力を差し引いた値。
- $\gamma_2$  : 根入れ土盤の土の単位体積重量 ( $18.0kN/m^3$ )
- $B$  : 基礎幅 (m)
- $D_f$  : 基礎の根入れ深さ (m)
- $\phi$  : 根入れ地盤のせん断抵抗力角, 埋戻工の場合は  $\phi = 30^\circ$

表 9.21 せん断抵抗力の算出における摩擦角と付着力

条 件	摩擦角 $\phi_B$ (摩擦係数 $\tan \phi_B$ )	付着力 $c_B$
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ と $\phi_B = \phi$ の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土または岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

注 1)  $\phi$  は支持地盤のせん断抵抗角( $^\circ$ ),  $c$  は支持地盤の粘着力( $\text{kN/m}^2$ )

注 2) 栗石の代わりに砕石を用いた場合も、栗石と同様に扱う。

注 3) 岩には、 $N$  値 50 程度以上の風化軟岩を含めてよい。

注 4) 三軸試験結果を用いる場合、有効応力で整理した摩擦角と粘着力を求めるのが望ましい。

粘性土の場合は圧密非排水試験の  $\phi'$ , 砂質土の場合は圧密排水試験の  $\phi_d$  に相当する値。

なお、ねじれモーメントは直接基礎の滑動安定性に影響を及ぼすため、ねじれモーメントを付加した基礎底面のせん断力を式(9.7)により評価する。

#### 参考文献

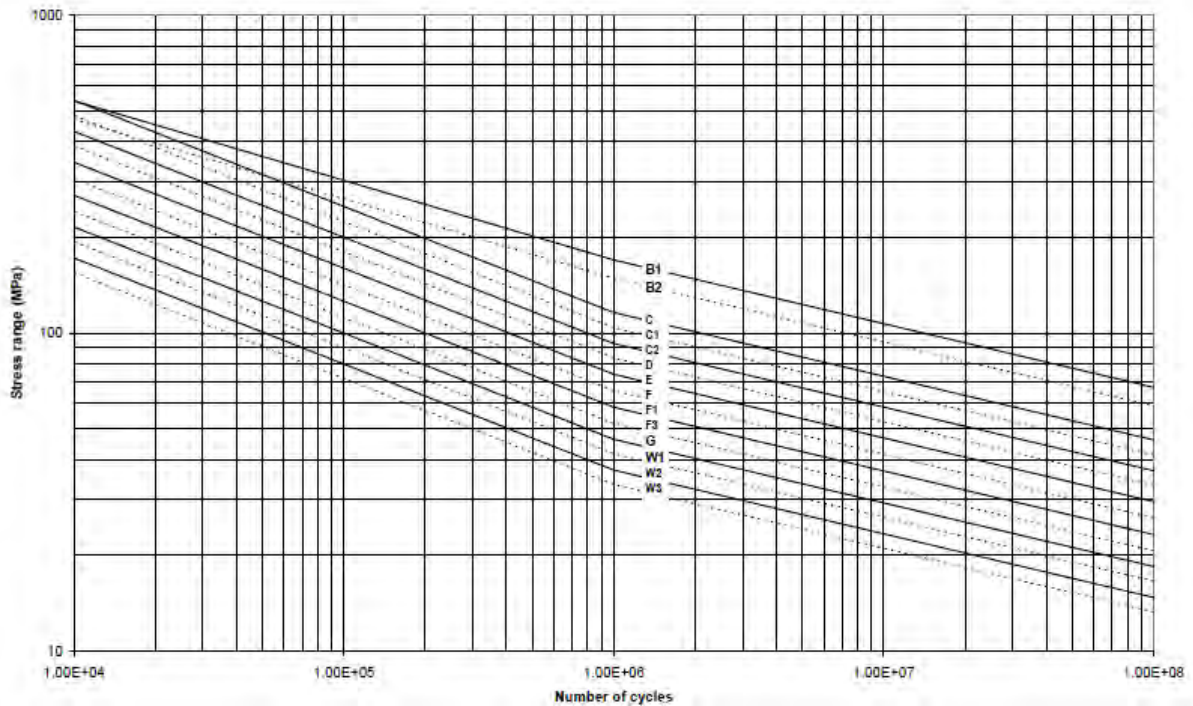
- 1) 土木学会 (2010), 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説
- 2) 日本港湾協会 (1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解説

## 付属書 8 疲労設計

本付属書では、鋼部材の疲労照査で用いる疲労曲線や疲労安全率の設定例を示す。

### 1. 疲労曲線

タワー構造及び下部構造・基礎の疲労照査方法に関して、JIS C 1400-3<sup>1)</sup>ではISO<sup>2)、3)</sup>の海洋構造物設計規格又は一般に認知された海洋設計規格にしたがって設計耐力を行うこととされており、このうちタワーに関してはJIS C 1400-1<sup>4)</sup>によって求めてもよいとされている。また、JIS C 1400-3<sup>1)</sup>では、付属書 F (参考)において、洋上風車基礎の設計に関する詳細な指針として GL Guideline for the certification of wind turbines<sup>5)</sup>や DNV-OS-J101<sup>6)</sup> (現 DNVGL-ST-0126<sup>7)</sup>) が参照されており、疲労損傷を照査する際に用いられる疲労曲線 (S-N 線図) として、DNVGL-RP-C203<sup>8)</sup> や Eurocode3 (EN1993-1-9)<sup>9)</sup> の S-N 線図を参照している。なお、これらの指針では疲労等級に応じた S-N 線図が規定されているので、設計者は適用する溶接継手の種類と繰り返し応力の作用方向・適用するボルトの仕様等から適切な疲労等級を選定する必要がある。付図-8.1 から付図-8.4 に、DNVGL-RP-C203<sup>8)</sup> と Eurocode3 (EN1993-1-9)<sup>9)</sup> の S-N 線図を示す。

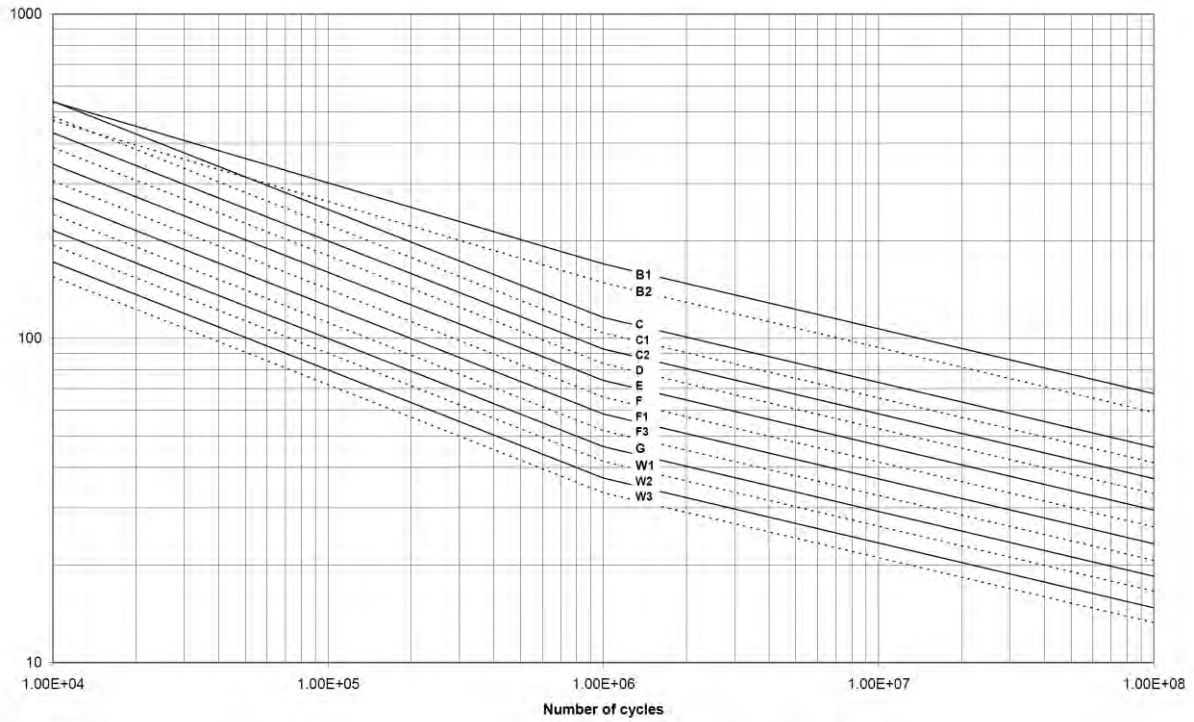


付図-8.1 S-N 線図の例

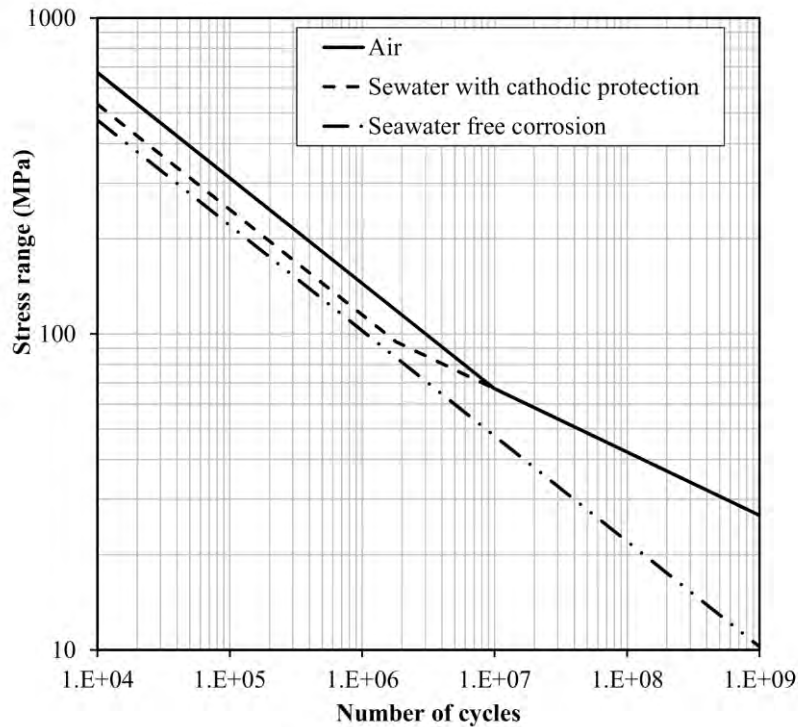
(DNVGL-RP-C203<sup>8)</sup>の図 2-8<sup>注1)</sup>、” in air” の場合<sup>注2)</sup>)

注 1 : S-N 線図中” B1” ~” W3” は、継手種類で指定される疲労等級に相当する。詳細は DNVGL-RP-C203<sup>8)</sup> 参照のこと。

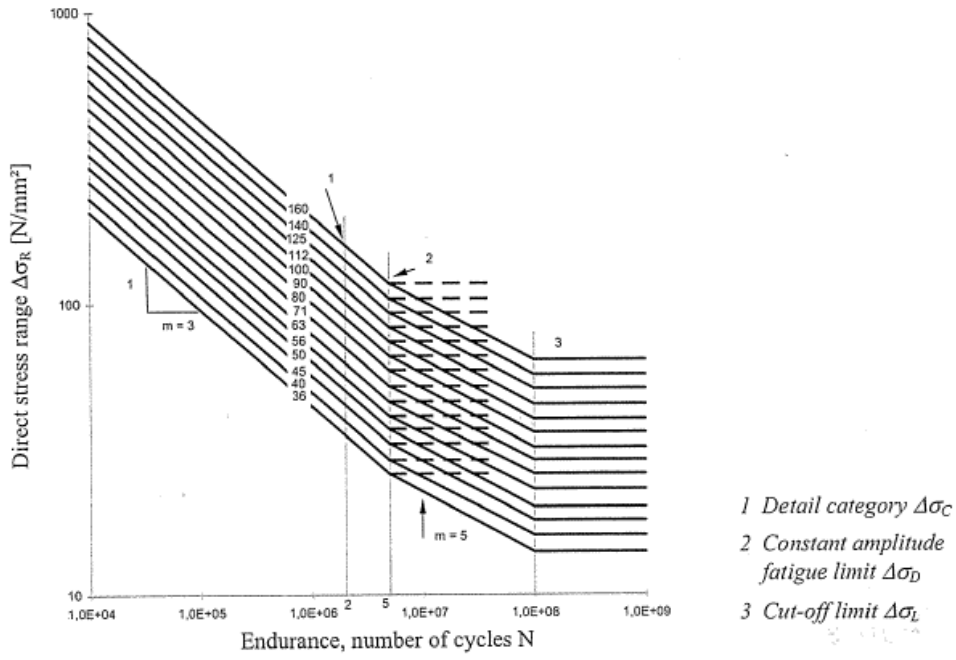
注 2 : DNVGL-ST-0126<sup>7)</sup> によると、部材の防食環境で飛沫部環境より上側と判定される場合、気中” in air” の S-N 線図を適用する。



付図-8.2 S-N 線図の例  
 (DNVGL-RP-C203<sup>8)</sup> の図 2-9、  
 ” in seawater with cathodic protection” の場合)



付図-8.3 S-N 線図の例  
 (DNVGL-RP-C203<sup>8)</sup> の図 2-10、” Tubular Joint in air  
 and in seawater with cathodic protection” の場合)



付図-8.4 S-N 線図の例  
(BS-EN1993-1-9<sup>9)</sup> の図 7.1<sup>注3</sup> の場合)

注 3 : S-N 線図中” 36” ~” 160” は、継手種類で指定される疲労等級に相当する。詳細は BS-EN1993-1-9<sup>9)</sup> 参照のこと。DNVGL-ST-0126<sup>7)</sup> によると、Eurocode の S-N 線図を適用する場合、 $1.0 \times 10^8$  での打ち切り限界 (Cut off limit) を認めていない。



## 2. 疲労安全率

下部構造・基礎の疲労照査で参照する海洋構造物設計規格（例えば、DNVGL-ST-0126<sup>7)</sup>）では、S-N線図から求まる疲労損傷度に疲労安全率を乗じて疲労破壊の照査を行う。洋上風車基礎構造を対象とした疲労安全率（DFF）の例を付表-8.1に示す。なお、表に示したとおり、検査や初期の疲労及び塗装の損傷を補修できるとして、小さいDFFを適用した場合、別冊の「洋上風力発電設備の維持管理に関する統一的解説」<sup>10)</sup>に従い、設計に応じた維持管理を実施する必要がある。

付表-8.1 DNVGL-ST-0126<sup>7)</sup>に規定された疲労安全率（DFF）の例

Location	Accessibility for inspection and repair of initial fatigue and coating damages <sup>2)</sup>	S-N curve <sup>5)</sup>	DFF <sup>6)</sup>
Atmospheric zone	No	'In air' for coated surfaces	3
	Yes	'Free corrosion' for surfaces protected by corrosion allowance, only <sup>4)</sup>	2 or 1
Splash zone <sup>1)</sup>	No	Combination of 'in air' and 'free corrosion' curves <sup>3)</sup> <sup>4)</sup>	3
	Yes		2 or 1
Submerged zone	No	'In seawater' for surfaces with cathodic protection 'Free corrosion' for surfaces protected by corrosion allowance, only <sup>4)</sup>	3
	Yes		2 or 1
Scour zone	No	'Free corrosion' for surfaces protected by corrosion allowance, only <sup>4)</sup>	3
Below scour zone	No	'In seawater'	3

Note:

- 1) Splash zone definition according to DNVGL-RP-0416.
- 2) If the designer considers the steel surface accessible for inspection and repair of initial fatigue damage and coating, this must be documented through qualified procedures for these activities. See also [4.16] and Sec.9.
- 3) The basic S-N curve for unprotected steel in the splash zone is the curve marked 'free corrosion'.  
The basic S-N curve for coated steel is the curve marked 'in air'.  
It is acceptable to carry out fatigue life calculations in the splash zone based on accumulated damage for steel considering the probable coating conditions throughout the design life - intact, damaged and repaired. The coating conditions shall refer to an inspection and repair plan as specified in Sec.9.
- 4) When 'free corrosion' S-N curves are applied in design, the full benefit of potential grinding of welds as outlined in [4.13.5] cannot be expected and therefore may not be taken into account.
- 5) Shear keys within grouted connections may be designed assuming S-N curves marked 'in air'.
- 6) According to the chosen DFF, an inspection program according to [9.3] will be required.

## 参考文献

- 1) 日本規格協会（2014），JIS C1400-3: 風車—第3部：洋上風車の設計要件
- 2) International Organization for Standardization (2007), ISO 19902 Petroleum and natural gas industries - Fixed steel offshore structures
- 3) International Organization for Standardization (2006), ISO 19903 Petroleum and natural gas industries - Fixed concrete offshore structures
- 4) 日本規格協会（2017），JIS C1400-1: 風車—第1部：設計要件
- 5) Germanischer Lloyd (2010), GL Guideline for the certification of wind turbines
- 6) DNV (2014), DNV-OS-J101 Design of offshore wind turbine structures
- 7) DNVGL (2016), DNVGL-ST-0126 Support structures for wind turbines
- 8) DNVGL (2016), DNVGL-RP-C203 Fatigue design of offshore steel structures
- 9) EUROCODES (2005), Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue
- 10) 洋上風力発電施設検討委員会（2020），洋上風力発電設備の維持管理に関する統一的解説

## 付属書 9 熱帯性低気圧地域での安全レベルの調整

本付属書では、IEC 61400-3-1 Annex I<sup>1)</sup>の内容を示す。今後 JIS などの場において熟議が成された後の解釈が提示されるまでは、厳密な解釈は原文に拠る必要がある。

### 10.1 (I.1) 概要

熱帯性暴風雨に関連した海象条件は、温帯性暴風雨に関連した海象条件よりも大きな変動性を示すことがある。このことにより、この文書内に含まれる温帯低気圧に対する設計規則によって示されるレベルと同じ安全レベルとするために、設計規則すなわち設計式や特性値（例えば、再現期間）または安全係数について、変更が必要となる可能性がある。<sup>注1)</sup>

この付属書では場所ごとに異なる熱帯性低気圧の条件に対する設計規則の調整の仕方についての1つのアプローチを提案する。この文章によって示されているレベルと同等の安全レベルが達成することを実証することができれば、他のアプローチをとることができる。

熱帯性低気圧に対する設計に使用するための場所ごとに異なる設計規則の要件は、支持構造物にのみ適用される。

### 10.2 (I.2) 全体構造安全レベルの基準

熱帯性低気圧地域では、ハザードカーブに基づいて必要な部分安全係数を決定する代わりに、構造安全レベルの基準を使用した下部工と基礎の全体構造の完全性も検証すべきである。

激しい暴風雨の際に、無人であるか避難済みで、重大性が中程度の損傷となる構造物(暴露区分 L-2)では、50年全数の熱帯性低気圧の条件が設計レベルの基準を定義し、500年全数の熱帯性低気圧の条件が構造安全レベルの基準を定義する。

### 10.3 (I.3) 設計荷重ケース

熱帯性低気圧の影響を受ける地域では、表 I.1 に示す追加の設計荷重ケースの検討を推奨する。

DLCI.2 では、極値環境条件の再現確率‘N’は次のように選択される。極値環境条件の期間で、ヨーパワーと制御の損失が同時に発生する確率は、1/500、または500年の再現確率と同等の確率で選択される。設計者によって‘N’の値は選択され、正当化されるべきである。ネットワークの電源不足またはネットワークの信頼性を定義する情報の欠如が予想されるサイトの場合、環境条件の再現期間500年を、7.4.7 (IEC 61400-3-1<sup>1)</sup>：待機時(DLC 6.1~6.4)に規定されているようなバックアップ電源が利用可能でない場合に、安全側の値として使用できる。

注1:

例として、IEC 61400-1<sup>2)</sup>の11.3.2項の脚注では次のように規定されている。

DLC 6.1 及び DLC6.2 に対する荷重の部分安全率は、年最大風速の変動係数 COV が 15%未満であると仮定して設定されている。COV が 15%以上の場合には、50年再現極値風速  $V_{50}$  を  $\text{cov}=15\% \sim 30\%$  に比例した係数  $\eta=1 \sim 1.15$  を用いて、 $\sqrt{\eta}V_{50}$  の関係によって補正してもよい。(IEC 61400-1<sup>2)</sup>の11.9と11.10を参照) 年最大風速の COV は、Gumbel 分布から仮定して、風速の50年及び100年の再現期待値  $V_{50}$  及び  $V_{100}$  から近似的に求めることができる。 $\alpha$  と  $\beta$  のパラメータは以下の式から得られる。

$$\alpha = \frac{V_{100} - V_{50}}{p_{100} - p_{50}}, \quad \beta = V_{50} - \alpha p_{50} \quad \text{with} \quad p_{100} = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{100} \right) \right] \quad \text{and} \quad p_{50} = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{50} \right) \right]$$

COV は次式のように示す。

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\frac{\beta}{\alpha} + 0.5772}$$

表-10.1 (I.1) 熱帯性低気圧が影響する地域の追加荷重ケース

状態	DLC	風	波浪	風と波浪の方向	水の流れ	潮位	解析の種類	荷重係数
停止時	I.1	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = V_{10min,500}$	ESS $H_s = H_{s500}$	MIS及びMUL	ECM	H.W.L.又は H.H.W.L.	U	1.00
	I.2	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = V_{10min,N-yr}$	ESS $H_s = H_{sN-yr}$	MIS及びMUL	ECM	H.W.L.又は H.H.W.L.	U	1.00

参考文献

- 1) International Electrotechnical Commission (2019), IEC 61400-3-1: Wind energy generation systems Part 3-1: Design requirements for fixed offshore wind turbines
- 2) International Electrotechnical Commission (2019), IEC 61400-1: Wind energy generation systems Part 1: Design requirements