

風と波の同時作用下における洋上風力発電施設 に生じる応力重ね合せの研究

STUDY ON COMBINATIONS OF MAXIMUM STRESSES CAUSED BY WIND
AND WAVE LOADINGS ONTO AN OFFSHORE WIND TURBINE

関田欣治¹・中村慎吾²・吉成岳彦³・山下篤⁴

Kinji SEKITA, Shingo NAKAMURA, Takehiko YOSHINARI and Atsushi YAMASHITA

¹正会員 工博 東海大学教授 海洋学部海洋土木工学科 (〒424-8610 静岡県静岡市清水折戸3-20-1)

²正会員 日鉄シビルコンストラクション株式会社 (〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町1-3-21 4F)

³東海大学 大学院 海洋学研究科海洋工学専攻

⁴正会員 新日本製鐵株式会社 鉄構海洋事業部 建設・技術部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

As the technology of wind turbine generators (WTG) has been largely developed, so we much depend on their turbine makers in designing. However the environmental conditions in Japan are significantly different from those where this technology originated; for example the magnitude of variability of sea conditions. Therefore we studied for the combinations of stresses due to wave and wind using time domain structural analyses subjected to fluctuating wind and wave loadings. In the study, the maximum stresses due to wave alone, ones due to wind alone and those due to both wave and wind were determined with the NOWPHASE data measured at off Miyazaki during typhoon number 18 in 1999. Furthermore we conducted Rayleigh forecasting of maximum stresses using the means stresses and their standard deviations obtained from simulated stress histories. Making clear the relation between stresses due to wind and wave, this paper concluded that the maximum stresses may be simply the sum of both maximum stresses.

Key Words: Offshore wind turbine, combination of stresses, maximum stress, structural analysis

1. はじめに

ここ20年来、クリーンでリニューアブルエネルギーである風力発電は、ヨーロッパ諸国で導入が盛んである。牛山による¹⁾とデンマークの環境エネルギー省では、2030年までに風力発電によりCO₂の排出量が2020年以前の排出量に比べ50%削減できるとあり、直近稼働が開始されている同国のHorns revにあるウィンドファームでは、洋上に2MW級の風力発電施設が80台も設置されている。

現在のところ日本でも風力発電施設は陸上で建設されるようになってきているが、陸上風に比べ海上風の方が、乱流の発生が少なく騒音などの障害となることが少なく洋上風力発電施設は期待できる。しかしながら、わが国では高圧の系統が適地に整備されていないこと、海底ケーブルや海中基礎設置のため建設費が割高なこと、漁業者との調整が必要になり得ること、海中環境の影響に対する懸念などのため、洋上展開がなかなかみられない。一方、技術的側面における風力発電施設の設計は、多くがヨーロッパ諸国の風車メーカーに依存しており、経済性を重視し最適断面で設計を行っている。しかし、わが国ではヨーロッパ諸国に比べ海底勾配は急であり、わ

が国の気象・海象は変動性が大きく、とりわけ台風との遭遇頻度が高いため、そのままヨーロッパにおける設計法を用いるには問題があると思われる。当然、異常時状態としての台風接近時の風と波によって発生する部材の最大応力は施設の安全性を評価するため非常に重要である。例えば、洋上風力発電の技術マニュアル²⁾において、荷重の組合せは、実状に応じて適切に設定するとなっており、確率論的に決められるべきであるとされている。しかしながら、各荷重によって生じる最大応力を単純に重ね合わせてそれを設計最大応力として取り扱うべきか不明である。

2. 研究の目的

本研究では上記背景に述べたような最大荷重の組合せの課題を解明するため、一般的結論は得られないとしても手始めに数値シミュレーションにより実情を明らかにしたい。ここでは宮崎港沖に1500kW発電施設を設置すると想定し、1999年18号台風来襲時に観測されたNOWPHASの気象・海象データ³⁾を元に、施設に生じる変位および応力応答の時刻歴解析を行い、風単独作用時、波単独作用時、風および波同時

作用時に対する解析時間中の最大応力を求め、解析時間中の応答の標準偏差および平均値等を算定し、台風継続時間中の最大期待値についてレーリー予測を行った。これらにより風と波によって生じる最大応力の重ね合せ、すなわち設計上重要となる極限荷重の考え方を明らかにする。

3. 風力発電施設の構造様式

本研究では、現在実用機として実績が多く一般的になりつつある1500kWの風力発電施設を固定式基礎では経済的に成立つ限界であると思われる水深20m宮崎沖に設置すると想定して解析を行う。また自然環境条件としては、最も発生・遭遇頻度の高い台風時の自然環境条件が極限荷重をもたらすと考えられるので、これを対象とするものである。ここでは海底から高さ98.81mの風力発電を設置する場合を考え、図-1に示すようにハブ高さを質点1、タワーの中間部である2カ所に質点2と質点3、そして波力を受ける基礎部の上端を質点4モデル化した。質点4は水中部の質量の他、付加質量(付加質量係数Ca=1.0)を加えたものである。なお、質点1・2間の応力を要素1(直径6.0m)、質点2・3間の応力を要素2(直径6.9m)、質点3・4間の応力を要素3(直径8.6m)、質点4・基礎間の応力を要素4とする。ナセルおよびブレードの総質量は65.2t、タワーの質量は254.2t、タワーは鋼板構造であるので $E=2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 、密度は 7.8 t/m^3 とした。基礎の剛性はモノパイルと地盤間の抵抗を考慮した線形等価剛性である。減衰定数 h は、質点1では風とブレードとの空気力減衰を考慮し5%に、質点4では流体減衰や地盤による減衰を考慮し同じく5%としている⁴⁾。タワー接合部である質点2と質点3は一般に鋼構造物で使用される0.2%とした。また、基礎はモノパイルを想定した。図中にある m や EI は地盤の影響を含めた基礎構造物の付加質量と曲げ剛性である。

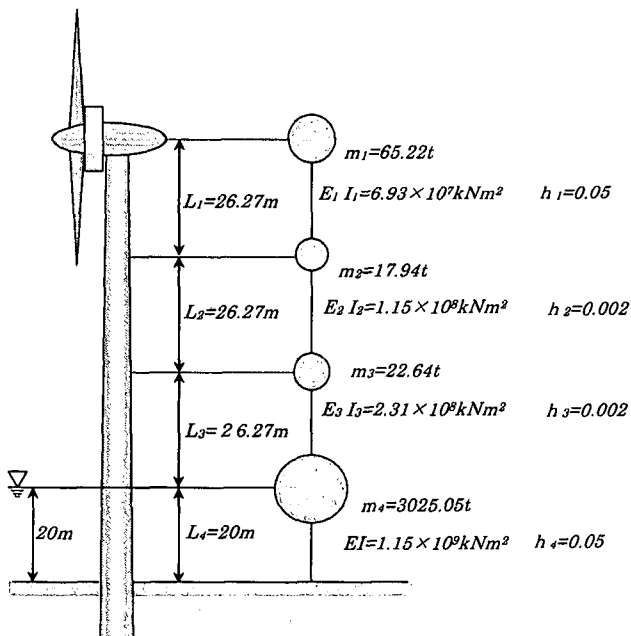


図-1 構造体のモデル化

4. 振動応答解析

(1) 多自由度系による解析

構造物の振動解析にあたっては、図-2に示すような多自由度系にモデル化して構造物の挙動を解析するプログラムを作成した。ここでは、 N 個の質点に上から順番に番号をつけており、その運動方程式は次式のようになる。

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + [K] u = p \quad (1)$$

$[M]$: 質量マトリックス
 $[C]$: 減衰マトリックス
 $[K]$: 剛性マトリックス
 p : 荷重ベクトル
 u : 変位ベクトル
 \dot{u} : 速度ベクトル
 \ddot{u} : 加速度ベクトル

固有値問題(固有円振動数・モードマトリックス)においてはヤコビ法を用いて $[M]^{-1}[K]$ が対称行列でない場合も適用可能なコレンスキー分解による解法となっている。ヤコビ法によって求めた固有円振動数 ω_n とモードマトリックス $[\Phi]$ を用いて、モーダルアナリシスにより多自由度系の解析を次のように行う。

変位ベクトル u とモードマトリックス $[\Phi]$ により、次式の形に変換する。

$$u = [\Phi] q \quad (2)$$

ここで q は時間のみ関数であり、 u はモードの重ね合わせの度合いを意味している。

$$[M] [\Phi] \ddot{q} + [C] [\Phi] \dot{q} + [K] [\Phi] q = p \quad (3)$$

両辺に前から $[\Phi]^{-1}$ を乗じて、振動モード系の直交性等の関係より

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = P_n(t) \quad (4)$$

が得られる。ここでの M_n 、 C_n 、 K_n 、 P_n はそれぞれ一般化質量、一般化減衰、一般化剛性、一般化外力である。ここで、 n 次の固有円振動数や減衰の関係から N 個の独立な微分方程式に分解される。

$$\ddot{q}_n + 2h_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = P_n(t) / M_n \quad (5)$$

荷重重のような任意波形外力に対し、その解は次式となる。

$$q_n = C_n \exp(-h_n \omega_n t) \cos(\omega_n \sqrt{1-h_n^2} t - \phi_n) + \frac{1}{M_n \omega_n \sqrt{1-h_n^2}} \int_0^t P_n(\tau) \exp[-h_n \omega_n (t-\tau)] \sin[\omega_n \sqrt{1-h_n^2} (t-\tau)] d\tau \quad (6)$$

ここで求められた解を式(3)を用いて重ね合わせることにより最終的な解 u が得られる。

(2) 変動外力(波浪荷重)

タワー基礎部に作用する波浪荷重に関しては微小振幅波理論により水粒子速度を計算し以下に示すモリソン式から求める。

$$dF = \frac{\rho}{2} C_D u |dA_n + \rho C_M \frac{du}{dt} dV \quad (7)$$

- dF : 部材単位長さ当たりの波力 (kN)
 ρ : 海水の単位体積重量 (1.03t/m³)
 C_D : 抗力係数 (1.0)
 C_M : 慣性力係数 (2.0)
 u : 水粒子の運動速度 (m/s)
 du/dt : 水粒子の加速度 (m/s²)
 dA_n : 流行方向への投影面積 (m²)
 dV : 部材単位長さ当たりの体積 (m³)

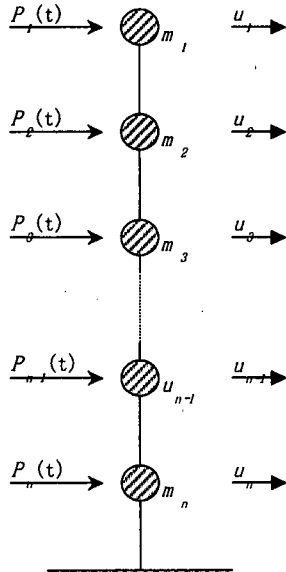


図-2 多自由度系モデル

(3) 変動風のシミュレーションと振動解析

a) 変動風の時系列

シミュレーションプログラムでは、海上での実験から決定された *Kato et al.*・*Ochi & Shin* の 2 つのパワースペクトルを用いて、それぞれの変動風の時系列を作成している。今回は *Ochi & Shin* のパワースペクトルを用いる。*Ochi & Shin* のパワースペクトルは以下に示す周波数範囲ごとに与えられる。

$$\begin{aligned}
 S(f_*) &= 583 f_* & 0 \leq f_* \leq 0.0030 \\
 &= \frac{420 f_*^{0.70}}{(1 + f_*^{0.38})^{11.5}} & 0.003 \leq f_* \leq 0.1 \\
 &= \frac{838 f_*}{(1 + f_*^{0.38})^{11.5}} & f_* \geq 0.1
 \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、

$$u_* = \sqrt{C_{10}} U_{10}$$

$$f_* = fh/U_h$$

$$S(f_*) = f S_u(f_*)/u_*^2$$

$S_u(f)$: スペクトルの密度関数 (m²/s)

u_* : 摩擦速度 (m/s)

f : 周波数 (Hz)

h : 海面からの高さ (m)

U_h : h での平均風速 (m/s)

U_{10} : 高さ10mでの平均風速 (m/s)

C_{10} : 高さ10mの風速により評価された摩擦係数

b) パワースペクトルから時系列への変換

パワースペクトルに $S_u(f)$ が与えられると、次式により変動風成分 $U(t)$ を作成できる。

$$U(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2 S_u(f_i) \Delta f_i} \cos(2\pi f_i t + \varepsilon_i) \quad (9)$$

f_i : スペクトルの計算周波数

N : スペクトルの分割数

Δf_i : f_i 周波数での分割周波数幅

t : 時間

ε_i : 位相

なお、位相はホワイトスペクトルであるので、乱数を発生させ決定した。風荷重は平均風速による定常成分にこの変動成分を加え算定し (C_D は 1.0) た。

応答解析は図-2に示したようにランプトマスに近似した振動モデルを用いてモーダルアナリシス法を適用し時刻歴解析を 0.1s ピッチで、6000 ステップ実施した。風荷重は (7) 式の抗力項と同様に算定した。

5. 想定する気象・海上海象条件

今回、研究で使用する台風のモデルは 1999 年 18 号台風であり、宮崎県宮崎市宮崎港沖 10km で実際に観測された NOWPHAS データ³⁾ である。なお、NOWPHAS データは風速・波高とも 10 分間計測された実測データである。当該データは、23 日 2 時から 24 日 20 時まで 2 時間おきのインターバルで観測されている合計 22 回である。図-3 に台風通過時の有義波高 ($H_{1/3}$) と風速 (u) について実測値および平均値を示す。実測値において、風速は 23 日 14 時から 24 日 4 時の 14 時間の間に 10.7m/s から 33.5m/s へ発達している。それに対し、24 日 4 時から 8 時のわずか 4 時間で 33.4m/s から 10.9m/s へと急激に減少している。波高も風速と同様発達するよりも減衰する方が短時間であるが、風速ほど急激な変化はなく発達期、減少期がはっきりしている。また最大波高となる時刻が最大風速となる時刻に対して 2 時間遅れていることから、風の発達に伴い波が発達していることもわかるが、風速が 25m/s に達すると波の発達はほとんど見られなくなる。棒グラフで示す時間的経過のモデルは、台風が最接近し洋上風力発電に最も影響が大きいと思われる 23 日 22 時から 24 日 10 時までの 7 インターバルは、その間 2 時間を評価時間としてそのままの実測値を使用し、残りの 15 インターバルについては、変化が少ないため、23 日 2 時～8 時、10 時～16 時、18 時～20 時、24 日 12 時～14 時、16 時～20 時の 5 インターバルに分け平均値を取り、全 12 ケースについての代表的気象・海象での解析を行った。なお、本研究においては、23 日 2 時～20 時を発達期、23 日 22 時～24 日 6 時を最盛期、24 日 8 時～20 時を減衰期とした。また、最盛期の 24 日 2 時～6 時は風速 25m/s を超えるブレードを立てて発電を停止するカットアウトにあたるため、その時間帯をカットアウト時での最盛期とした。

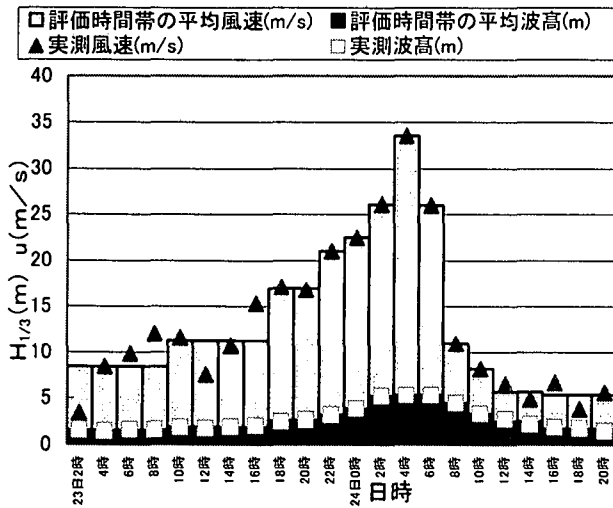


図-3 18号台風通過時の実測値および解析ケース

6. レーリー予測

(1) 波数による予測

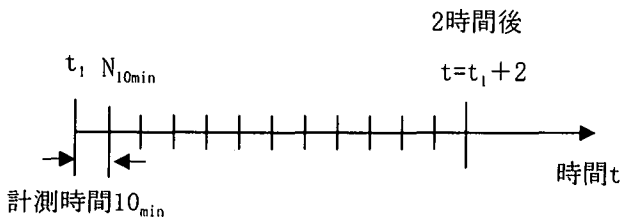
今回使用する基礎データは、10分間の計測であるためレーリー分布を用いて評価時間に対応する(2時間で生じると想定される)最大値を推算する。

$$n = n_{10\text{min}} \times 2_h \times 60_{\text{min}} / 10_{\text{min}} \quad (10)$$

ただし、 $n_{10\text{min}}$: 10分間での波数
 n : 2時間での波数 である。

$$\sigma_{1/n} = S \left(\sqrt{2 \ln n} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \ln n}} \right) + \sigma_m \quad (11)$$

ただし、 S : 標準偏差
 γ : オイラー定数(0.5772)
 $\sigma_{1/n}$: レーリー分布を用いて算出する最大値
 σ_m : 平均応力(MPa)



10分間の標準偏差 ⇨ 2時間における最大値

図-4 レーリー分布のモデル

(2) 1/N確率による予測

最大値の分布についてはレーリー分布になると(1)と同様に仮定する。

はじめにレーリー分布においては、最大応力(σ)を変数とした分布関数および超過確率を次式に示す。

$$p(\sigma) = \frac{\pi}{2} \sigma \exp \left(-\frac{\pi}{4} \sigma^2 \right) \quad (12)$$

$$P(\sigma) = \int_0^{\infty} p(t) dt = \exp \left(-\frac{\pi}{4} \sigma^2 \right) \quad (13)$$

(13)式より超過確率 $1/N$ なる $1/N$ 最大期待値($\sigma_{1/N}$)は次式と表される。

$$\sigma_{1/N} = \alpha S + \sigma_m \quad (14)$$

ここで、 N と α の関係を表-1に示す。

表-1 N と α の値⁵⁾

| N | α |
|-----|----------|
| 100 | 6.673 |
| 50 | 6.241 |
| 20 | 5.616 |
| 10 | 5.090 |
| 5 | 4.501 |

7. 解析結果および考察

(1) 変位応答および応力応答(図-5・図-6参照)

- 変位応答について、風単独、風と波同時作用、風と波を足し合わせた単純和に関して、ハブ高さの質点1が大きな値をとる時刻に質点2、質点3も大きな値をとる。また、各質点により変位の振幅が異なり質点1、質点2、質点3、質点4の順に小さくなる。これは1次モードが卓越し、大きく変動する風荷重が質点1のナセル部に作用するためである。
- 応力応答について、風単独、風と波同時作用、風と波を足し合わせた単純和に関して、ハブ高さの要素1が大きな値をとる時刻に要素2、3も大きな値をとる。これは、1次モードが卓越し、振動しているためである。なお、風の応力は静的応力を除いてある。

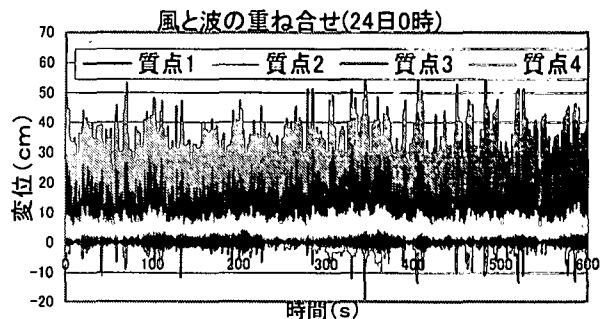


図-5 24日0時の変位応答と時間の関係(同時作用)

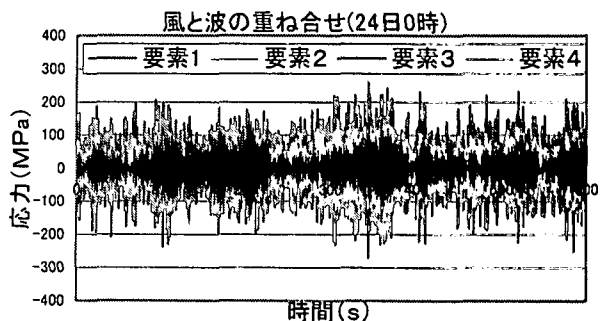


図-6 24日0時の応力応答と時間の関係(同時作用)

(2) 応力の最大値及び最小値(図-7・図-8・図-9参照)

- a) 発生した応力の最大値と最小値を比較すると、風単独の場合、及び風と波を単純に足し合わせた場合(単純和)の最大値の方が最小値の絶対値より大きくなる。
- b) 海象の発達が激しい時間帯である最盛期の23日18時~24日0時では単純和の応力値の約10~25%減が風と波同時作用の応力値である。それ以外では、50MPa以下の応力が発生するカットアウト状態での最盛期と減衰期には単純和の約0~15%減の値が同時作用時の最大応力となった。
- c) 同時作用、単純和の最大値のグラフにおいて、応力の発生の時間的推移は類似の傾向にあり、同時作用24日0時の要素4の値が要素3の値を上回る1点を除くと、値は異なるがほぼ同じ形状をとる。最小値についても同様の傾向となった。

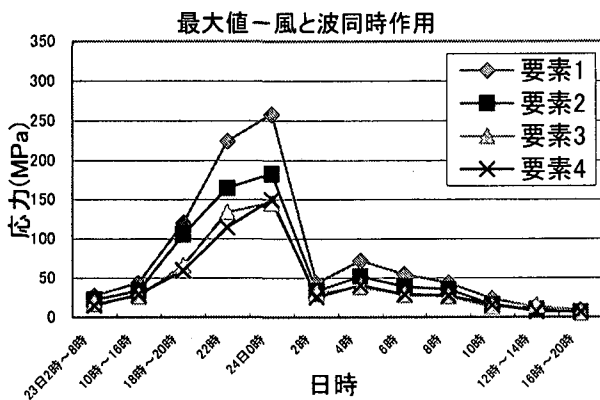


図-7 応力の最大値の時間的変化(同時作用)

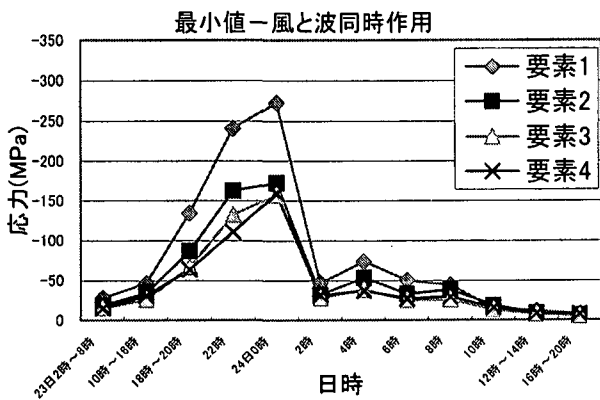


図-8 応力の最小値の時間的変化(同時作用)

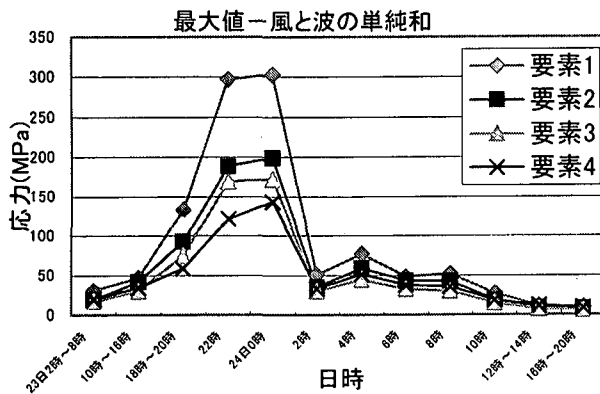


図-9 応力の最大値の時間的変化(単純和)

(3) 変位及び応力の平均値(図-10・図-11・図-12参照)

- a) 発達期, 最盛期, カットアウト状態での最盛期, 減衰期の4期間あり, 一連の変化は気象・海象と一致する. 発達期は23日2時~20時, 最盛期は23日22時~24日0時, カットアウト時での最盛期は24日2時~6時, 減衰期は24日8時~20時である.
- b) 風と波同時作用に比べ, 風と波を足し合わせた単純和の方が要素3(質点3~質点4)は大きくなり, 要素4(質点4~基礎部)は小さくなる.
- c) ハブ高さの質点1, タワー接合部の質点2, 質点3は全くといって良いほど波の影響を受けていない. 水面上の質点4に関しては多少のずれはあるが, 一番変動しているのは23日18時~20時から24日0時であり, その時刻の質点1, 2も一番変化が見られる. 以上より23日22時から24日0時が風の影響もあるが波の影響が一番強いということがわかる.

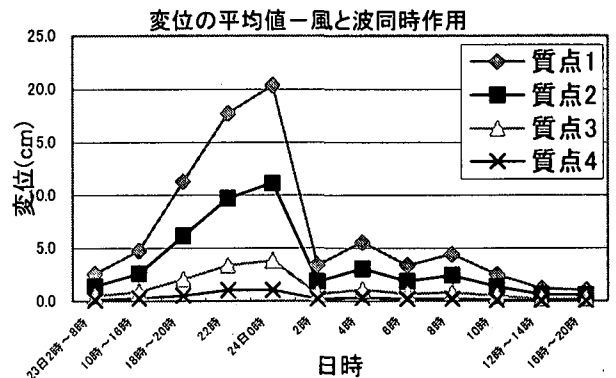


図-10 変位の平均値の時間的変化(同時作用)

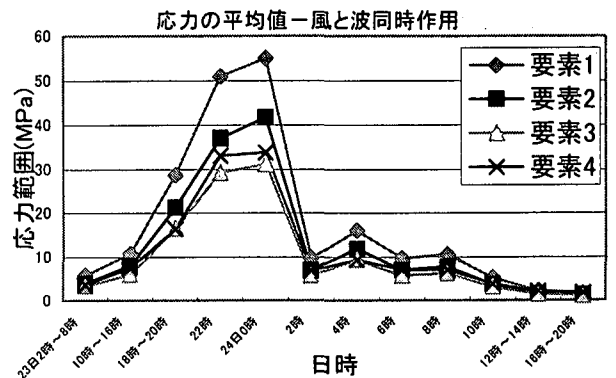


図-11 応力範囲の平均値の時間的変化(同時作用)

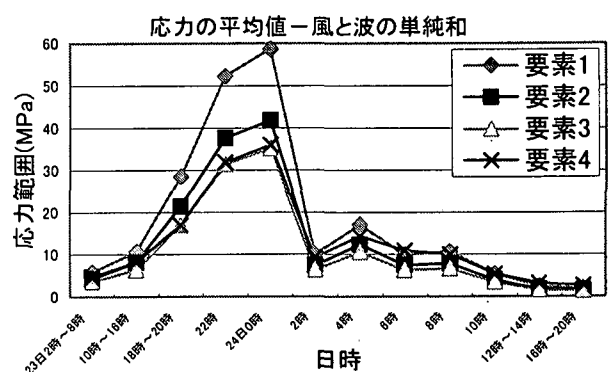


図-12 応力範囲の平均値の時間的変化(単純和)

(4) 最大応力の重ね合わせと統計予測

- a) ここでは最大の応力が発生する24日0時を中心に解析結果を評価するが、表-2に示すように、最大値は風と波によるそれぞれの最大応力を単純に加えたものの方が、解析最大値より大きい。ただし、レーリー予測での最大値はかなり下回り、これはレーリー分布の仮定が困難であることや波数の設定に起因すると思われる。
- b) そこで、(2)で述べた1/N確率の場合と比較して見ることにした。その結果、表-3に示すように1/10もしくは1/20確率の最大期待値が、解析最大値を若干上回る。
- c) 統計的予測の問題は残るとしても、本質的な重ね合わせ方法を調べるため、同時作用の最大応答値と2乗和の平方根・単純和の関係を応力発生箇所に応じて図-13と14に図示した。レーリー予測結果も示したが、2乗和の平方根・単純和両者とも解析最大応力よりも要素4だけ除けば5~15%ほど大きく、波浪の荷重を直接受ける要素4では0~10%小さい。

表-2 24日0時での各数値

| 24日0時 | 風と波の同時作用 | | 風と波の単純和 | |
|----------------|----------|--------|---------|--------|
| | 要素1 | 要素4 | 要素1 | 要素4 |
| 標準偏差s(MPa) | 42.8 | 25.1 | 44.6 | 25.1 |
| 平均値m(MPa) | 56.2 | 35.3 | 58.6 | 35.9 |
| 変動係数cov(-) | 0.76 | 0.71 | 1.31 | 1.20 |
| 最大値max(MPa) | 258.3 | 150.1 | 300.0 | 139.1 |
| 最小値min(MPa) | -272.4 | -159.3 | -283.7 | -129.1 |
| レーリー分布最大値(MPa) | 220.8 | 131.8 | 230.3 | 132.5 |

表-3 24日0時の最大値の比較

| 最大値max(Mpa) | 風と波の同時作用 | | 風と波の単純和 | |
|-------------|----------|-------|---------|-------|
| | 要素1 | 要素4 | 要素1 | 要素4 |
| 解析 | 258.3 | 150.1 | 300.0 | 139.1 |
| レーリー分布 | 220.8 | 131.8 | 230.3 | 132.5 |
| 1/100超過確率 | 341.6 | 202.6 | 340.9 | 193.8 |
| 1/50超過確率 | 323.1 | 191.8 | 322.5 | 183.4 |
| 1/20超過確率 | 296.3 | 176.1 | 295.9 | 168.4 |
| 1/10超過確率 | 273.9 | 162.9 | 273.4 | 155.8 |
| 1/5超過確率 | 248.7 | 148.1 | 248.3 | 141.7 |
| 1/3超過確率 | 227.4 | 135.7 | 227.2 | 129.8 |
| 1/2超過確率 | 208.1 | 124.4 | 207.9 | 119.0 |

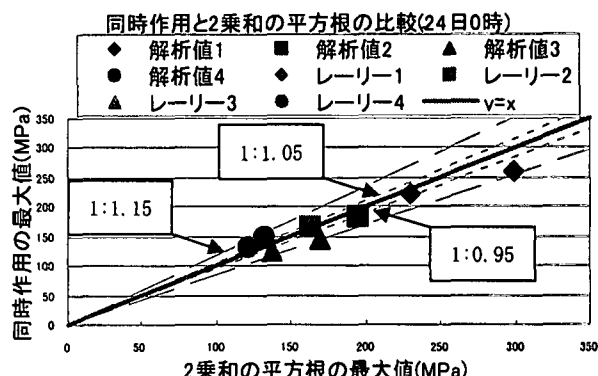


図-14 24日0時の重ね合わせと2乗和の平方根の比較

8. おわりに

本研究では一般的な1500 kW級の洋上風力発電が水深20mのモノパイル基礎上に設置されていると想定して風と波浪が、それぞれ作用する場合の時間領域の構造解析を実施した結果、以下のような主要な結論が得られた。

- (1) 海上部分である一般構造部は風と波それぞれ、単独で生じる最大応力を単純に重ね合わせて（単純和）求めた最大応力を用いればよい。
- (2) 海中基礎部は波の影響があるため、風と波それぞれの最大応力を足し合わせた単純和に10%程余裕を加えた最大応力を用いるのが望ましい。もしくは風と波同時作用を考慮できる時刻歴解析から得られた最大応力の使用が望ましい。

以上のことは、本研究で実施した洋上風力発電施設と同等もしくは類似規模の施設における極限荷重設定に一般的に適用できると考える。

しかしながら、今後の課題として、最大応答の分布の解明が不十分でありその点を詳細に研究する必要がある。また、方法論としても波と風の方向の違いや波浪の不規則性も考慮に入れた解析を行う必要があると考える。

謝辞：本研究を進めるにあたり、独立行政法人港湾空港技術研究所の永井紀彦先生よりNOWPHASの貴重な風速および波浪観測データを提供していただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 牛山泉：洋上風力発電の現状と将来展望，土木学会，海洋開発論文集第17巻，pp. 1~5，2001
- 2) 洋上風力発電の技術マニュアル(2001年度版)，財団法人沿岸開発技術研究センター，沿岸開発技術ライブラリーNo. 14，pp. 59
- 3) 永井紀彦：風力エネルギー活用の観点から見た沿岸域洋上風の特性，港湾空港技術研究所資料No. 1034，pp. 34，2002。
- 4) 関田欣治他：基礎構造が異なる海上風力発電施設の波浪および風に対する振動特性の解析，土木学会，海洋開発論文集第17巻，pp. 55~60，2001
- 5) 合田良實：港湾構造物の耐波設計，pp. 185，1990

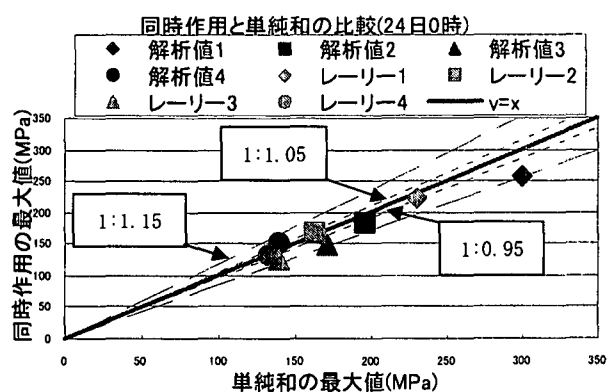


図-13 24日0時の重ね合わせと単純和の比較