応用力学論文集 Vol.12, pp.997-1004　（2009 年 8 月）　　土木学会

動的外力を受ける地盤－海洋構造物系の動的信頼性評価に関する基礎的研究

Dynamic safety evaluations of soil-offshore structure system due to dynamic forces

田中望*・伊藤圭祐*・河野健二**・木村至伸***
Nozomi TANAKA , Keisuke ITOH , Kenji KAWANO , and Yukinobu KIMURA

*鹿児島大学大学院理工学研究科博士前期課程海洋土木専攻(〒890-0065 鹿児島市郡元 1 丁目 21-40)
**正会員　工博　鹿児島大学教授(〒890-0065 鹿児島市郡元1丁目21-40)
***博(工)　鹿児島大学助教(〒890-0065 鹿児島市郡元1丁目21-40)

The development of the offshore wind energy production would have great possibility to carry out the reduction of greenhouse gas emissions. The uncertainty on the dynamic response evaluation of an idealzed offshore plotform with wind energy production subjected to wave force and seismic force are examined with reliabily index in the present study. It is shown that for the reliability evaluation of the offshore platform with wind energy production, it is significant to carry out the available estimation to the wave force and seismic force with uncertainty.

Key Words : wave and seismic force, dynamic characteristic, reliability to the dynamic response
キーワード：波力及び地震力，動的特性，動的応答に関する信頼性

1. はじめに

新エネルギー開発の中で，クリーンエネルギーである風力発電は将来の電力供給の一つとして有効であると考えられる．しかし，風力発電が可能な地域の多くは山間部に集中しており，様々の理由で風力発電用風車の建造が必ずしも容易ではない．そこで，陸上より風速の安定性が高く，開発空間の広大な海洋環境が注目されている[1),2)]．しかし，海洋環境における開発を進めるにあたっては，構造物の使用期間中に作用する外力に対して構造物の健全性を保つことが要求される．海洋構造物の主要な動的外力は波力であるが，日本では，地震力，風力，潮流力などが構造物に与える影響を把握し，海洋の有する厳しい条件を克服しておくことが重要となる[1),2)]．また，海洋環境で地盤の支持による影響を明確するため地盤－構造物系の動的相互作用の把握も必要となる．波力及び地震力は一般に不規則外力であるため海洋構造物の動的応答に及ぼす影響を明確にしておくことは，海洋構造物の設計を信頼性のあるものとするために重要であると考えられる．また，長期的な構造物の使用に伴い，海洋構造物は様々な経年変化を引き起こすと考えられる．波力は継続的に作用する外力であるため長期的な時間の経過による疲労損傷の評価が必要になると考えられる[3)]．

本研究では，地盤の影響を考慮した海洋構造物が動的な外力である波力及び地震力を受ける場合に対して，線形動的応答解析を行い，構造物の信頼性評価について基礎的な検討を加えた．波力に対する応答に関しては，不規則性を持つ海面運動をパワースペクトル密度関数を用いて表現した[4),5)]．それらの結果を用いて円柱部材に作用する波力の基本式であるMorison式を用いて慣性力項と等価線形抗力項の和として波力を評価した[1),2)]．そして，海洋構造物，基礎－地盤系のモデル化を行い，シミュレーションによる応答評価を行った．長期的な構造物の使用に伴う部材の経年変化の一つとして部材断面の減少を考慮し，年数経過が海洋構造物の信頼性に与える影響を検討した．波力に関して，継続的に作用する特性より構造物の疲労損傷の評価を行ない，疲労損傷が信頼性に与える影響を検討した．ここでは波力のみを対象にしており変動風による疲労の影響は考慮していない．地震応答に関しては，海洋構造物に大きな影響を及ぼすと考えられる実測地震波を一定の最大入力加速度で基準化して動的応答解析を行い，応答特性を検討した．これより線形域の応答を対象にして波力や地震力のように動的特性の大きく異なる不規則外力を受ける海洋構造物の動的安全性について検討を加えた．

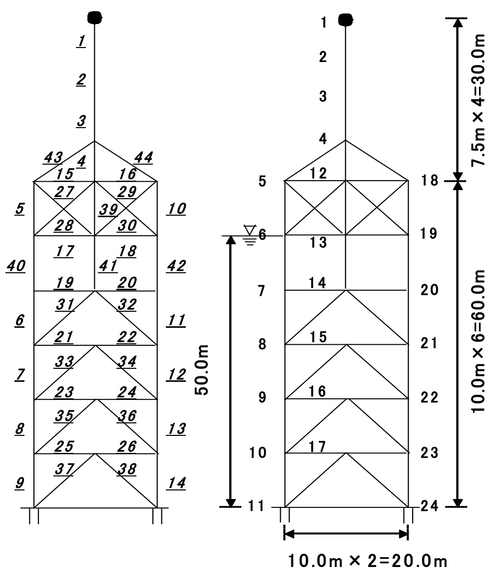

図-1 解析モデル(右：節点番号　左：要素番号)

2. 運動方程式と解析モデル

本研究では，海洋風力発電用タワーを有する海洋構造物を対象としてモデル化を行い，動的応答解析を行う．図-1に示すような多くの部材によって構成されている海洋構造物は，有限要素法を用いて定式化できる．全体系の運動方程式には動的サブストラクチャー法を適用し，地盤－基礎－上部構造物の動的相互作用を考慮した全体系の運動方程式を求める．構造物に風力発電用の風車を上載する場合，その重量を支えなくてはならない．そこで，スパー部を設けることで基礎部への反力を低減する機構を採用した．また，海底への固定に関しては，安定性を考慮してジャケット型構造を採用した．本研究で用いる解析モデルは，全高 90.0m，全幅 20.0m の6層のジャケット型構造で，要素1,2,3,4をタワー部，要素40,41,42をスパー部としている．風車等による集中荷重として鉛直方向に，タワー頂点(節点 1)に300kN，デッキ部(節点5,12,18)に500kNを，それぞれ載荷している．各部材は鋼材で断面を円形中空断面としており，各部材の諸元について，表-1 に記載している．地盤－基礎－構造物系の動的相互作用を考慮した動的応答解析を行う場合，地盤－基礎－構造物系の全体系による解析において有限要素法を使用することは，必ずしも有効な方法ではない．そこで，地盤－基礎系の下部構造を図-2 のようなインピーダンス関数を用いた3自由度系(水平，鉛直，回転方向)のバネ－ダッシュポッド系モデルに変換する．インピーダンス関数は振動数の関数となるが，海洋構造物の固有周期が比較的長く，応答が低次振動モードに支配されることを考慮して，本研究では振動数に独立な関数を用いて表わされる[1),2)]．杭－地盤の諸元を表-2に示す．

表-1　部材の諸元

要素番号	直径 D_1(m)	内径 D_2(m)	弾性係数 E(kN/m^2)	単位体積重量 W(kN/m^3)
1,2,	2.00	1.96	2.1×10^8	77.0
3,4,39	3.00	2.96	2.1×10^8	77.0
5～38,43,44	0.60	0.56	2.1×10^8	77.0
8,9,13,14	1.00	0.96	2.1×10^8	77.0
40,41,42	3.50	3.46	2.1×10^8	0.1

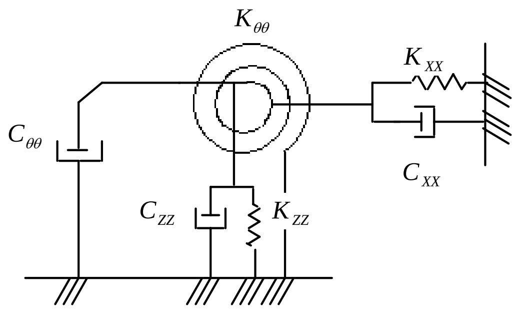

図-2 杭－地盤のモデル化

このような場合の有効な方法として動的サブストラクチャー法が考えられる．波力を修正Morison式で表わした場合，波力，地震動を受ける場合の上部構造物の運動方程式は，次式で表わされる．

$$\begin{bmatrix}[\tilde{M}_{aa}] & [M_{ab}]\\ [\tilde{M}_{ba}] & [M_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{u}_a\\ \ddot{u}_b\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}[\tilde{C}_{aa}] & [C_{ab}]\\ [\tilde{C}_{ba}] & [C_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\dot{u}_a\\ \dot{u}_b\end{Bmatrix} \qquad (1)$$
$$+\begin{bmatrix}[K_{aa}] & [K_{ab}]\\ [K_{ba}] & [K_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}u_a\\ u_b\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}[C_M] & [\overline{C}_D]\\ 0 & 0\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{v}_a\\ \dot{v}_a\end{Bmatrix}+\begin{Bmatrix}0\\ F_b\end{Bmatrix}$$

ここで，

$$[\tilde{M}]=[M]+[C_m]$$
$$[\tilde{C}]=[C]+[\overline{C}_D]$$

上式で，添え字a は基礎上の拘束されない自由節点に関するもの，添え字b は杭基礎と拘束される接合節点に関するものを表わす．$[M_{aa}]$,$[C_{aa}]$,$[K_{aa}]$はそれぞれ質量マトリクス，減衰マトリクス，剛性マトリクスである．$\{F_b\}$は地盤側に入力される外力(地震力等)である．また $\ddot{v}_a,\dot{v}_a$ は，それぞれ水粒子の加速度，速度を表わしている．$[C_M]$は海水の加速度による付加質量であり，$[C_D]$は抗力による減衰項をそれぞれ表わしている．様々な文献等において円柱の場合，抗力係数として1.0，質量係数として2.0が標準とされているので，本研究においても同値を採用している[6),7)]．

構造物の応答変位$\{u_a\}$を，基礎との接合点が完全に固定された場合の慣性力による動的変位$\{u^c_a\}$と基礎との相互作用による切断面の準静的な変位$\{u_b\}$の和として表わすと，変位ベクトル$\{u_a\}$と$\{u_b\}$は以下のように表わせる．

表-2 杭－地盤の諸元

各基礎節点における杭の数	5 本
杭の長さ	18.0 m
杭の直径	0.6 m
杭の内径	0.55 m
杭の断面2次モーメント	0.00187 m^4
杭の弾性係数	2.10×10^8 t/m^2
地盤の密度	1.8 t/m^3
地盤のポワソン比	0.4

$$\begin{Bmatrix}\{u_a\}\\ \{u_b\}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}[I] & [L]\\ 0 & [I]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}u_a^c\\ u_b\end{Bmatrix} \tag{2}$$

ただし,

$$[L]=-[K_{aa}]^{-1}[K_{ab}]$$

ここで,[I]は単位マトリクスである.[L]は影響マトリクスで,基礎の応答が上部構造物に与える影響を表わしている.式(2)を式(1)に代入し,さらに,式(2)の変換マトリクスの転置マトリクスを両辺の左側から乗じると,式(1)は次式のようになる.

$$\begin{aligned}&\begin{bmatrix}[\tilde{M}_{aa}] & [\tilde{M}_{aa}][L]+[M_{ab}]\\ [L]^T[\tilde{M}_{aa}]+[\tilde{M}_{ba}] & [L]^T[\tilde{M}_{aa}][L]+[L]^T[M_{ab}]+[\tilde{M}_{ba}][L]+[M_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{u}_a^c\\ \ddot{u}_b\end{Bmatrix}\\ &+\begin{bmatrix}[\tilde{C}_{aa}] & [\tilde{C}_{aa}][L]+[C_{ab}]\\ [L]^T[\tilde{C}_{aa}]+[\tilde{C}_{ba}] & [L]^T[\tilde{C}_{aa}][L]+[L]^T[C_{ab}]+[\tilde{C}_{ba}][L]+[C_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\dot{u}_a^c\}\\ \{\dot{u}_b\}\end{Bmatrix}\\ &+\begin{bmatrix}[K_{aa}] & 0\\ 0 & [K_{ba}][L]+[K_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{u_a^c\}\\ u_b\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}[C_M] & [\overline{C}_D]\\ [L]^T[C_M] & [L]^T[\overline{C}_D]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{v}_a\\ \dot{v}_a\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}[I] & 0\\ [L]^T & [I]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{0\}\\ \{F_b\}\end{Bmatrix}\end{aligned} \tag{3}$$

表記を簡略化するために ^ を付けて表わすと,上部構造物の運動方程式は以下のように表わされる.

$$\begin{aligned}&\begin{bmatrix}[\hat{M}_{aa}] & [\hat{M}_{ab}]\\ [\hat{M}_{ba}] & [\hat{M}_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{u}_a^c\\ \ddot{u}_b\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}[\hat{C}_{aa}] & [\hat{C}_{ab}]\\ [\hat{C}_{ba}] & [\hat{C}_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\dot{u}_a^c\\ \dot{u}_b\end{Bmatrix}\\ &+\begin{bmatrix}[\hat{K}_{aa}] & 0\\ 0 & [\hat{K}_{bb}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}u_a^c\\ u_b\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}[C_M] & [\overline{C}_D]\\ [L]^T[C_M] & [L]^T[\overline{C}_D]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{v}_a\\ \dot{v}_a\end{Bmatrix}+\begin{Bmatrix}0\\ \{F_b\}\end{Bmatrix}\end{aligned} \tag{4}$$

一方,基礎の運動方程式は,次のように表わされる.

$$[M_p]\{\ddot{x}_p\}+[C_p]\{\dot{x}_p\}+[K_p]\{x_p\}=-[M_p]\{\ddot{Z}_g\}-[G]^T\{F_b\} \tag{5}$$

ただし,

$$[G]=\begin{bmatrix}1 & 0 & Z_C\\ 0 & 1 & 0\\ 0 & 0 & 1\end{bmatrix}\quad \{x_p\}=\begin{Bmatrix}x_G\\ z_G\\ \theta_G\end{Bmatrix}$$

となる.図-2に示すように$[K_p]$,$[C_p]$はそれぞれ杭基礎系の剛性マトリックス,減衰マトリックスをそれぞれ表わしておりインピーダンス関数から求められる.ここで,x_Gは杭の水平方向変位,z_Gは杭の鉛直変位,θ_Gは杭の回転方向変位,Z_Cは地盤表面からの杭頭までの深さ,$\{\ddot{Z}_g\}$は地震動による地盤加速度を表している.杭は支持層の深さまで達しているとしている.式(4)より上部構造物下部の切断面での節点変位$\{u_b\}$を$\{u_b\}=[G](\{x_p\}+\{Z_g\})$と表わし$\{F_b\}$を求めて,式(5)に代入すると基礎の運動方程式を書き換えることができる.

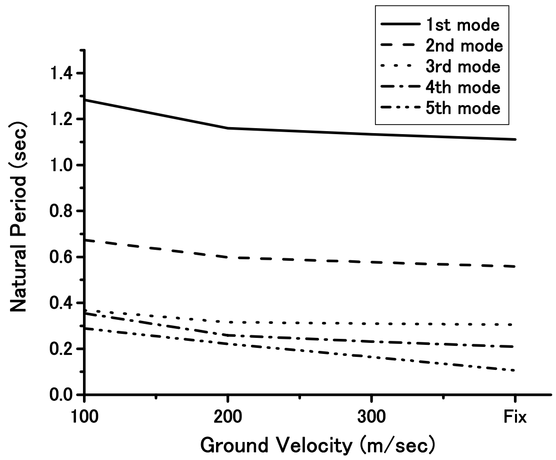

図-3 地盤のせん断波速度による固有周期の変化

そこで,上部構造物の運動方程式と基礎の運動方程式を基礎の切断面で結合することにより次式のような地盤－構造物系を考慮した全体の運動方程式が得られる.

$$\begin{aligned}&\begin{bmatrix}[\hat{M}_{aa}] & [\hat{M}_{ab}][G]\\ [G]^T[\hat{M}_{ba}] & [M_p]+[G]^T[\hat{M}_{bb}][G]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\ddot{u}_a\}\\ \{\ddot{x}_p\}\end{Bmatrix}\\ &+\begin{bmatrix}[\hat{C}_{aa}] & [\hat{C}_{ab}][G]\\ [G]^T[\hat{C}_{ba}] & [C_p]+[G]^T[\hat{C}_{bb}][G]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\dot{u}_a\}\\ \{\dot{x}_p\}\end{Bmatrix}\\ &+\begin{bmatrix}[\hat{K}_{aa}] & 0\\ 0 & [K_p]+[G]^T[\hat{K}_{bb}][G]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{u_a\}\\ \{x_p\}\end{Bmatrix}\\ &=\begin{bmatrix}[C_M] & [\overline{C}_D]\\ [G]^T[L]^T[C_M] & [G]^T[L]^T[\overline{C}_D]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\ddot{v}_a\}\\ \{\dot{v}_a\}\end{Bmatrix}\\ &-\begin{bmatrix}[\hat{M}_{ab}][G]\\ [M_p]+[G]^T[\hat{M}_{bb}][G]\end{bmatrix}\{\ddot{Z}_g\}-\begin{bmatrix}[\hat{C}_{ab}][G]\\ [G]^T[\hat{C}_{bb}][G]\end{bmatrix}\{\dot{Z}_g\}-\begin{bmatrix}0\\ [G]^T[\hat{K}_{bb}][G]\end{bmatrix}\{Z_g\}\end{aligned} \tag{6}$$

本解析では微小振幅波理論を用いて波力を求めている.海面の運動に関するパワースペクトル密度関数として,いくつかの形が提案されているが,本解析ではその中の1つであるBretschneider型のパワースペクトル密度関数を用いることにする.すなわち

$$S_{\eta\eta}(\omega)=\frac{\alpha}{\omega^5}\left(\frac{H_S}{T_S}\right)^2\exp\left(-\beta\left(\frac{1}{T_S\omega}\right)\right) \tag{7}$$

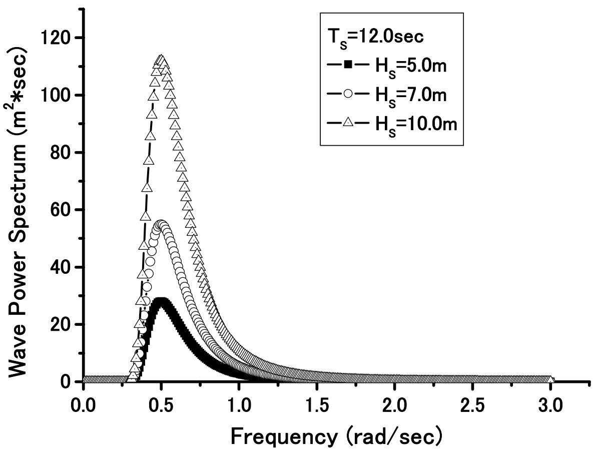

図-4 Bretschneider 型のパワースペクトル密度関数
(波浪条件 H_S=5.0m, 7.0m, 10.0m T_S=12.0sec)

ここで，H_SとT_Sはそれぞれ，有義波高と有義波周期をそれぞれ表わしており，パラメータはα=2506　β=1605である．図-4は，式(7)のBretschneider型のパワースペクトル密度関数をいくつかの波浪条件に対してプロットしたものである[4]．図より，波のパワースペクトルは，有義波周期に対応する振動数付近で卓越することが分かる．このパワースペクトル密度関数を用いるとシミュレーションにより海面の運動の時刻歴は次のように表わすことができる．

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^{N} \sqrt{2 S_{\eta\eta}(\omega_i)\Delta\omega}\cos(\omega_i t + \phi_i) \tag{8}$$

ここでϕ_i は $0 \le \phi_i \le 2\pi$にある一様な乱数であり，N はパワースペクトルの分割数である．約300回(N)の重ね合わせによる合成を各時間刻に行うことで表面での不規則波を求めることができる．これより，微小振幅波理論より，水粒子の加速度や速度が求められるので各部材要素に作用する波力を等価節点力として求めることができる．

一方，地震波については，これまで多くの地震波が観測，記録されており，それぞれのスペクトル特性なども明らかにされている．本解析では，このような地震波の中から本解析モデルの応答に大きな影響を及ぼすと思われる代表的な地震波を用いて地震応答解析を行うことにする．

図-5は地震波の加速度応答スペクトルを示している．本構造物の応答に影響を及ぼすと考えられる地震波の周期は約0.5secより大きい範囲にあると考えられる．

不規則外力を受ける構造物の応答に対する構造物の強度は一般に確率量として表される．不規則性を有する変数の確率的特性を平均値と分散だけで評価する手法として二次モーメント法がある．

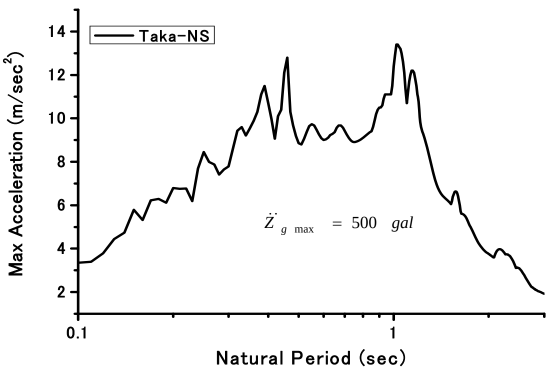

図-5 作用地震波の加速度応答スペクトル
(兵庫県南部地震JR鷹鳥駅構内周辺地盤上観測)

この手法はその表式が簡単であると同時に，実際の設計基準などの実用的な問題に対しては多くの検討が行われている[1), 6)]．本解析では，波力に対する応答は時間領域で求めており最大値の推定のためには，多数のシミュレーションが必要になるが，求めた応答は定常性を有すると仮定して応答評価を行うことにする．

構造物の信頼性を考える上で構造物の動的応答に関して設定した限界値の非超過確率に相当する指標を求めることは重要であり，その一つとして信頼性指標がある．信頼性指標は，通常2.5 から5 程度あれば現行の設計基準との関連より安全であるといわれている．

特性の異なる不規則外力を受ける海洋構造物の応答評価法の1つとして信頼性指標を適用することにする．信頼性指標は次式で表わされる．

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{9}$$

ここで

$$\begin{cases} \bar{S} = \sigma_0 * \left((2\ln \nu T)^{1/2} + \dfrac{0.5772}{(2\ln \nu T)^{1/2}} \right) \\ \sigma_S = \sigma_0 * \dfrac{\pi}{\sqrt{6}} \dfrac{1}{(2\ln \nu T)^{1/2}} \end{cases}$$

また，$\bar{R}$ とσ_Rは設計強度の平均値とその標準偏差，$\bar{S}$ とσ_Sは不規則外力による部材力の平均値とその標準偏差をそれぞれ表している．本解析ではそれぞれの時刻歴応答から標準偏差σ_0を求めており，単位時間当たりの応答の超過回数と継続時間の積に相当するνTをパラメータとしている．また部材強度については $\bar{R}$ として引張強度とし，その変動係数を10%として解析を行っている．

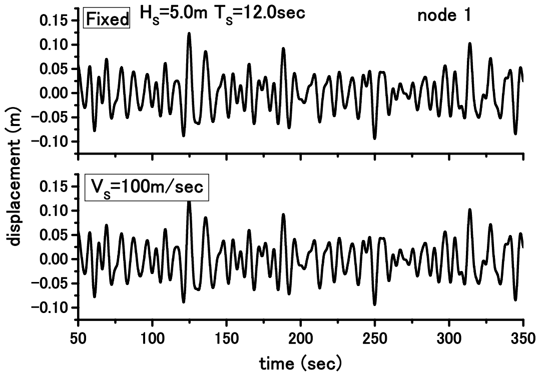

図-6 波力による時刻歴変位応答
(上：基礎固定　下：地盤のせん断波速度100m/sec)

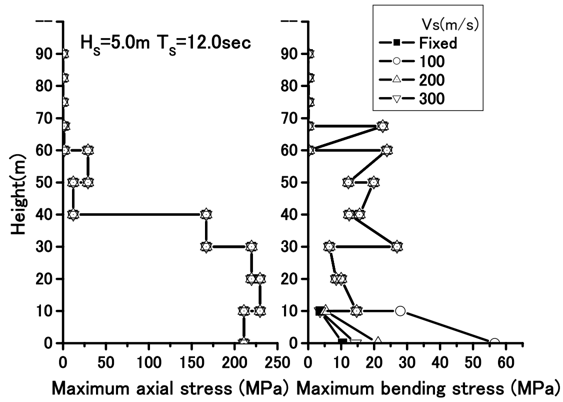

図-8 最大応力応答に及ぼす地盤 - 杭基礎の影響
(左：軸応力　右：曲げ応力)

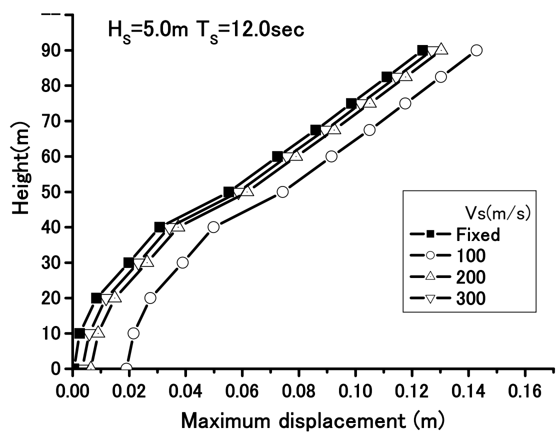

図-7 最大変位応答に及ぼす地盤 - 杭基礎の影響

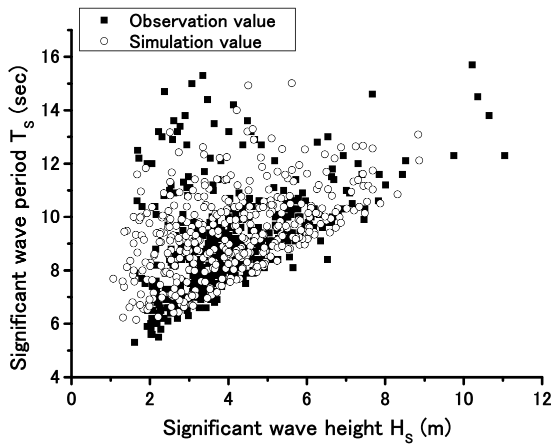

図-9 有義波高と有義波周期の分布
(実測値及びシミュレーション値)

3. 波力を受ける場合の応答評価

式(6)より構造物系の固有周期を求めることができる．図-3 は地盤の影響を考慮しないで基礎固定(Fixed)とした場合と，地盤のせん断波速度を100，200，300m/secと変化させた場合の地盤－基礎－構造物系の固有周期を示している．波力や地震動を受ける場合，比較的低次のモードの影響を受けるため，1次から5次の振動モードの値を示した．

波力を受ける場合の動的応答解析は線形時には式(6)に対して地震力に関する{Z_g}を0としてNewmarkのβ法を用いて行なった．図-6は，波浪条件として有義波高5.0m，有義波周期12.0secの波力が作用した場合のタワー部(節点1)における時刻歴変位応答である．上段が基礎固定の場合，下段は地盤のせん断波速度(以下Vs)が100m/secの場合の結果である．基礎固定の場合とVsが100m/secの場合とでは，振動波形な全体的に変化が見られず，入力波の有義波周期の影響を受けた振動が卓越した応答をしていることが分かる．

図-7と図-8は，先ほどと同様の波浪条件においてタワー部(節点1～4)とジャケット部(節点5～11)における時刻歴応答の最大値をプロットしたものである．最大応答は，基礎固定の場合(Fixed)及びVsが100m/sec，200m/sec，300m/secの場合について示している．図-7は変位応答を，図-8は鉛直部材に対して左側に軸応力を右側に曲げ応力応答を示している．なお，変位応答に関しては，基礎－地盤(節点11)の変位を構造物の変位応答に加えた絶対変位で評価している．図-7に示した応答は，基礎固定とした場合と，動的相互作用を考慮した場合とも応答の支配的な振動モードは1次モードであることが分かる．また，Vsが100m/secのとき応答が増加しており，Vsが100m/secから200m/secの間の増加が顕著であることが分かる．また，曲げ応力の最大応答値は，30MPa～50MPa程度を示しているが，軸応力の最大応答値は200MPa近くに達していることが分かる．このため本構造物に波力が作用する場合，軸力の評価が重要になると思われる．

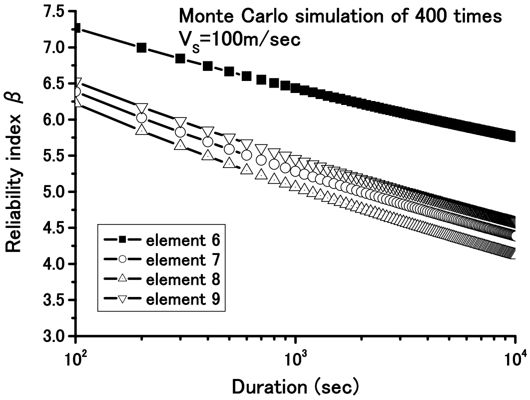

図-10 波力を受ける場合の信頼性指標変化
(図-9 のデータを用いた場合)

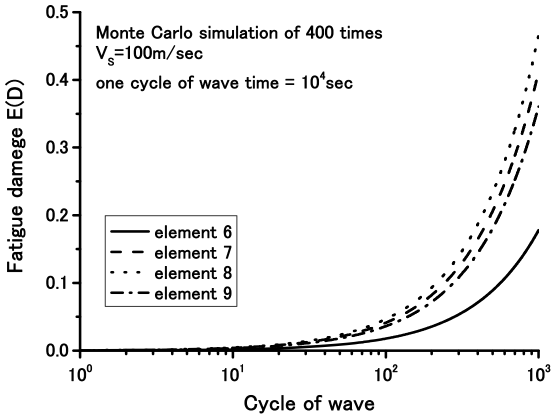

図-11 疲労損傷の蓄積

波力を受ける海洋構造物の信頼性評価を行う場合，波力について有義波高や有義波周期は不確定な量として扱うことも必要になる．そこで，本研究では過去に水深50m付近の海域で観測された高波の有義波高，有義波周期の組み合わせから確率密度関数を予測し，それらをモンテカルロシミュレーション（MCS）を適用して400回のシミュレーションを行い応答評価を行った．

図-9には，日本の水深50m付近の海域で観測された高波の有義波高と有義波周期の組み合わせと，解析のシュミレーションで求めた有義波高と有義波周期の組み合わせをプロットしたものである．これより有義波高と有義波周期の分布は，実測値とデータが少ない周辺部を除いてよい対応を示しており，シミュレーションにより応答評価ができると思われる．この場合の有義波高の分布はレーリー分布で表している．図-10には，400回のMCSで求めた信頼性指標βの期待値が作用波の継続時間に関してどのように変化するかを示している．検討応力は，軸応力とし設計強度の平均値は鋼材の降伏応力の240MPa，Vsは100m/secとし対象要素は軸力の最大値応答の顕著な要素6,7,8,9としている．作用波の継続時間の増加に伴い信頼性指標が低下していることが分かる．高波の継続時間としては数時間におよぶことが多く，継続時間が10^4sec = 約3時間を見てみると信頼性指標の値が初期の値から1.0〜2.0近く低下していることが分かる．海洋構造物にとって波力は頻繁に作用する外力であり，耐用期間中に作用する設計に用いられるレベルの高波の作用回数は数百回から千回程度にも及ぶ可能性がある．このため，疲労による損傷について検討を加えることが必要と考えられる．図-11は，1回の作用波の継続時間を10^4secと仮定し，その作用波の作用回数に対する疲労損傷Dの期待値E(D)を示している．ここでは疲労損傷Dはマイナー則を使用し疲労強度の基準として100MPaの軸応力が10^6回作用したら破損するものとして設定している．なお，疲労の蓄積に関しては長い時間を要し，作用波に関して不規則性の影響を考慮しておく必要がある．応答はモンテカルロ・シミュレーションを適用して求めた．検討した応力は軸力，Vsは100m/sec，対象要素は6,7,8,9としている．マイナー則ではDが1.0となると破損することとなるが，図-10を見てみると，10^2〜10^3回の作用回数で疲労損傷Dが0.1〜0.5程度と破損するには至らなくても，疲労損傷が蓄積していることが分かる．

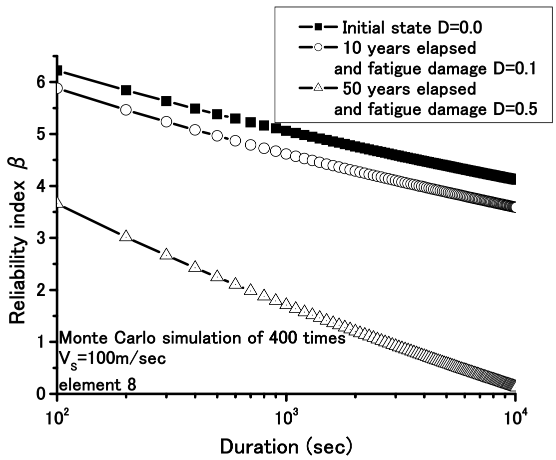

図-12 経年変化と疲労損傷の蓄積を考慮した
信頼性指標評価

さらに長期的な構造物の使用に伴う経年による部材の変化は構造物に大きな影響を与える場合がある．本研究では，経年による部材の変化の一つとして海洋構造物の部材断面の減少を考慮した．海洋構造物の各部材位置において年間にどの程度部材断面が減少するかは，既往の報告により明らかにされた値を参考に採用した[7]．鋼材直径が一般条件(-0.002mm/year)，飛沫帯及び干満帯(-0.3mm/year)，水中部(-0.2mm/year)の速度で減少した場合の応答評価を行った．また，長期的な時間の経過に伴

い，疲労損傷の蓄積も同時に考慮する必要がある．その中で，疲労損傷の蓄積した部材と疲労損傷が蓄積していない部材に同じ荷重(外力)が作用した場合，その信頼性は疲労損傷の蓄積した部材の方が低くなるのは明らかである．そこで，式(9)の設計強度の平均値の値を疲労損傷Dの蓄積に伴い変化させ，上記の経年による部材の断面減少による応答評価を用いて長期的な時間経過に伴う信頼性評価を行った．

図-12には，10年経過後に疲労損傷Dが0.1となった場合と50年経過後にDが0.5となった場合の信頼性指標を示している．初期状態では高い信頼性を示しているが，50年経過後(D=0.5)の信頼性指標の値は0.0付近まで低下しており損傷の影響が非常に大きくなっていることが分かる．

4. 地震動を受ける場合の応答評価

地震力を受ける場合の動的解析は波力の場合と同様に式(6)を用いて行った．本研究では，作用させる実測地震波は，タイプⅡ地震動の二種地盤である兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅NS成分(Taka-NS)を最大速度300galで基準化した入力加速度を用いた．線形応答を対象にして，最大加速度の変動の影響について検討する．１次の固有周期はそれぞれ約1.1秒と1.3秒である．

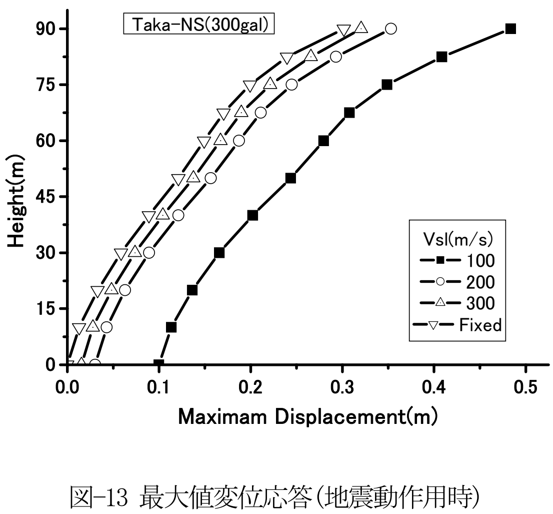

図-13 最大値変位応答(地震動作用時)

図-13と図-14は，地震動作用の場合におけるタワー部(節点1～4)とジャケット部(節点5～11)における各節点の時刻歴応答の最大値を示している．図-13に変位応答の最大値を図-14の左側に曲げ応力応答，右側に軸応力応答の最大値を示しており，基礎固定の場合(Fixed)およびVsが100m/sec～300m/secの場合についての応答である．図より各地盤条件における変位応答に対する支配的な影響は一次振動モードであることが分かる．

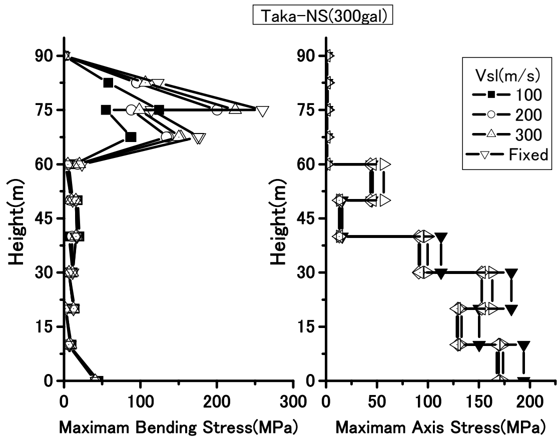

図-14 最大値応力応答(地震動作用)

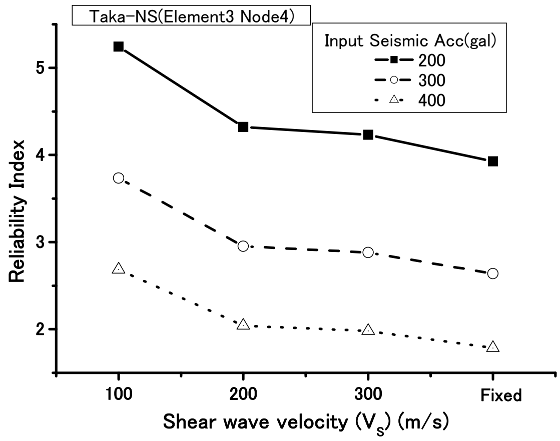

図-15 地盤 - 構造物系の信頼性指標(地震動作用)

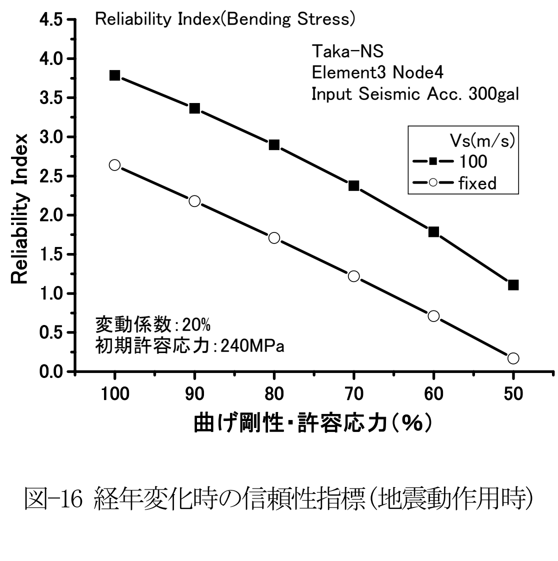

図-16 経年変化時の信頼性指標(地震動作用時)

また，基礎固定の条件に近づくにつれて応答量が低減していくことが分かる．図-14より，タワー部に曲げ応力が集中し，ジャケット部に軸応力が集中していることが分かる．これはタワー部がデッキで支持されている構造によるものと考えられる．曲げ応力については，Vsが増

加して基礎固定に近づくにつれ応答が増加している．軸応力ではVsが100m/secのときに応答が最も大きくなっている．このことから，Vsの変化による影響が曲げ応力応答と軸応力応答について異なることが分かる．また，本解析モデルでは，地震動を受ける時，曲げ応力応答が軸応力応答に対して大きいことから曲げ応力に対する評価が重要となると考えられる．

図-15には，地震力の影響が最も大きい節点4についてMCS用いて最大入力加速度の平均値が200gal～400galと変化するとき地震動作用時の地盤条件の変化に対して求めた信頼性指標を示している．地震動を受ける場合，応答が低次の振動モードに支配されので，時刻歴解析から得られた応答値に関してMCSを適用して信頼性評価を行った．設計強度は鋼材の降伏強度240MPaとしている．これより，地盤が基礎固定の条件に近づくにつれ信頼性指標の値が低下している．特に最大入力加速度が400galのとき，Vsが200m/sec，300m/sec，と基礎固定では信頼性指標の値が2.0を下回っていることが分かる．

部材の経年変化が信頼性指標に及ぼす影響を把握するため，応答特性への影響をMCSを用いて検討した．初期の強度に関して降伏応力を許容応力の1.7倍とした時，その強度が1/1.7に低下した時の剛性は初期剛性の60％程度となる．このような場合，信頼性が経年変化によりどのような影響を受けるのか検討を加えた．海洋環境下における経年変化を，鋼材直径が一般条件(-0.002mm/year)，飛沫帯及び干満帯(-0.3mm/year)，水中部(-0.2mm/year)の速度で減少するとき，年数経過を考慮した応答評価を用いて信頼性指標を求めた．このような場合，おおよそ，鋼材直径の減少により曲げ剛性が初期の60％まで低下した時，経過年数は50年程度に相当する．この時，経年変化を受けた曲げ剛性は変動係数20％の変動性を有するものとして，設計強度が同時に低減した時の信頼性指標について検討する．

図-16は，基礎固定の場合とVsが100m/secで経年変化(曲げ剛性100％～50％)を考慮した際の曲げ応力応答に関する信頼性指標を示している．基礎固定では，経年変化を考慮した場合，信頼性指標の値が2.5以下となり構造物は危険側にあるといえる．Vsが100m/secのときは，曲げ剛性が70％程度まで低下した際，信頼性指標が2.5以下となり危険側にあるといえる．構造物の経年変化の影響は，動的応答評価に大きな影響を及ぼすため信頼性指標を用いた評価が重要になる．

5. 終わりに

本研究で得られた結果を要約すると次のようになる．

1)波力を受ける場合の基礎－地盤系を考慮した海洋構造物の動的応答は，地震動のように地盤側から外力が働かないことから，地盤を線形として扱った場合，構造物と地盤系の動的相互作用の影響は比較的小さいことが分かる．

2)長期荷重として波力を対象にした場合，波力による動的応答評価に関しては，マイナー則に基づいて疲労評価を行った結果，耐用期間中において疲労損傷の蓄積について評価しておくことが重要であることが分かった．

3) 経年変化の一つとして部材断面の減少を考慮した場合，疲労損傷に及ぼす影響を信頼性指標を用いて検討を行なった．これより，波力に対して年数経過に伴う疲労損傷の蓄積の程度によっては信頼性指標が大きく低下することが分かった．

4)地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮した場合，地盤のせん断波速度により構造物全体の固有周期が変化する．このため地震動の卓越周期により動的応答は大きな影響を受けることになる．地震動の卓越周期と動的相互作用の関係を明確にしておくことが重要である．

5)海洋環境下における経年変化を考慮した場合，地震力に対してデッキ上にあるタワー基部においては動的相互作用及び基礎固定の場合共に経年変化を受けて何らかの損傷を受ける可能性があり，経年変化の影響を考慮した信頼性評価が必要となる．

参考文献

1)橋本努:海洋構造物の動的安全性評価に関する基礎的研究(Dynamic Safety Evaluations of Offshore Structure),2001.12 鹿児島大学　学位論文

2)K.Kawano,Y.Kimura,Park Min.Su,and T.Iida:Perdormance Based Evaluation of offshore structure to wave and seismic Forces with Uncertainties,Proceedings of the Seventeenth Internatonal and Polar Engineering Conference,pp3554-356,2007

3)Holger Huhn and Stefan Herion IMS Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg, Germany Research Centre of Steel, Timer and Masonry, University of Karlsruhe, Karlsruhem, Germany:Solutions of Fatigure Problems for Support Structures of Offshore Wind Energy Converters ,2008

4)堀川清司:[新編]海岸工学,財団法人東京大学出版会,ISBN 4-13-061108-9,2004.8 第4版

5)鮭川登:水理学 Hydraulics,森北出版,2004.4 初版第 15 版発行

6)海洋鋼材構造物設計指針(案)

7)港湾の施設の技術上の基準・同解説 517.8/K095

8)Kimon Argyriadis, Marcus Klose Germanischer Lloyd Industrial Services GmbH, Business Segment Wind Enegy, Hamburg, Germany:Analysis of Offshore Wind Turbines with Jacket Structures,2008

(2009 年 4 月 9 日 受付)