

大型海洋構造物の動的応答に関する基礎的研究

DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF A LARGE OFFSHORE STRUCTURE

河野 健二*, 橋本 努**, 岩永 昇二***

Kenji KAWANO, Tutomu HASHIMOTO, Shouji IWANAGA

* 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 工修 ニュウジエック (株) (鹿児島大学大学院工学研究科博士後期課程)

*** 工修 ソフトブレーン (株) (〒104-0032 東京都中央区八丁堀 1-7-7)

Offshore platform with large deck area may provide great possibilities to develop ocean space, which may be used as resident areas, airports, power stations, etc. Since large offshore structures have heavy dead loads, reaction forces on the foundation become severe and require very firm foundations. If the reaction forces can be reduced by some method such as buoyancy-type large members, then available developments of ocean spaces are expected to give by a large-scale offshore platform. If the structure is constructed in the area of seismic activity, it is important to evaluate the contributions of the seismic loads against wave loads.

This paper investigates the dynamic response of such a large offshore structure under the action of sea waves, currents and earthquakes. The equation of motion of the structure is obtained by the substructure method. The response analysis is carried out using frequency domain random vibration approach. The long-term behavior of the offshore structure is examined with reliability index. It is suggested that the reliable evaluation of the dynamic response can be carried out using the reliability method by means by the second moment approach.

Keywords: large offshore structure, wave force, seismic force, reliability index

1. 緒言

大規模な海洋開発に伴い、海洋構造物の大型化の傾向が見られる中で、それらの建設環境はますます過酷なものとなると予想される。最近では大型の浮体構造物や浮体橋梁等の新しい構造物の開発が行われている^{1),2),3)}。比較的水深の浅い海域では、これらの構造物は非常に有用であると考えられる^{4),5)}。一方外洋性の海域では有脚式の海洋構造物が有用であると考えられる。海洋構造物のように長期間一定の場所において目的を果たすものに対しては、将来起こりうる現象への安全性の検討も重要であると思われる。海洋構造物に作用する外力には、地震力、波力、静水圧、浮力、潮力などがあげられる。これらの外力の中で主要なものとなるのは波力である。また地震活動域にある海洋構造物に対しては地震力の影響も重要なものとなる⁶⁾。波力、地震力などの動的外力が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合理的で信頼性のあるものにするために重要なものであると考えられる。

本研究では、大型海洋構造物のモデルに対して波力のみが作用する場合、波力に潮流の影響を考慮する場合及び地震力が作用する場合において動的応答解析を行い、それらの外力の影響について検討を加えた。動的応答解析においては地盤—基礎—上部構造物系の動的相互作用を考慮し、不規則振動論を用いて解析を行い、波力、地震力が海洋構造物の応答に及ぼす影響について検討を加えた。また、波力が作用する場合においては、大型化に伴い問題となってくる波の位相差が応答に及ぼす影響について検討を加え、限界値に対する構造物の信頼性指標を求め、波力、地震力

えた。さらに、得られた応答量に関して任意レベルの応答が構造物の信頼性に及ぼす影響について検討を加えた。

2. 動的応答解析法

2.1 波力のパワースペクトル密度関数

海洋構造物に作用する外力の中で主要なものとなるのは波力である。また、地震活動域にある海洋構造物に対しては地震力の影響も重要なものとなる。波力、地震力は一般に不規則な特性を有するため、それらを確率過程として表される。水粒子の運動に関しては微小振幅波理論を適用し、海面運動は、Bretschneider 型のパワースペクトル密度関数、および潮流の影響を考慮したパワースペクトル密度関数を用いる。これより水粒子の加速度及び速度が得られると、構造物に作用する波力は、相対速度による修正 Morison 式を用いて表される。これより波力のパワースペクトル密度関数が求められる。

ところで海面上における波の動的特性は波のパワースペクトル密度関数 $S_{\eta\eta}(\omega)$ で表される。 $S_{\eta\eta}(\omega)$ は波浪の観測記録や理論に基づいて多くの式が提案されている⁷⁾。本研究においては、波力に関して構造物に波力のみが作用する場合とその波力に潮流の影響を考慮した場合の2通りを考えて解析を行うので、 $S_{\eta\eta}(\omega)$ も2種類のパワースペクトル密度関数を用いる。波力のみが構造物に作用する場合には次式に示すような Bretschneider 型のパワースペクトル密度関数を用いる。

$$S_{\eta\eta}(\omega) = \frac{\alpha}{\omega^5} \left(\frac{\bar{H}}{\bar{T}^2} \right)^2 \exp \left\{ -\beta \left(\frac{1}{\bar{T}\omega} \right)^4 \right\} \quad (1)$$

ただし $\alpha = 4210$
 $\beta = 1052$

ここで、 $\bar{H}$ は平均波高、 $\bar{T}$ は平均周期、 α 、 β は無次元の定数である。図-1 は式(1)に示した Bretschneider 型のパワースペクトル密度関数を表したもので平均周期が 10.0 秒で平均波高が 3.0, 5.0, 7.0m のときのパワースペクトル密度関数である。図-2 は同様に平均波高が 5.0m で平均周期が 8.0, 10.0, 12.0 秒のときのパワースペクトル関数を示したものである。これより平均周期が長くなると卓越振動数は小さくなり、エネルギーが増加し、また平均波高が大きくなると急速にそのエネルギーは増加しているのが分る。

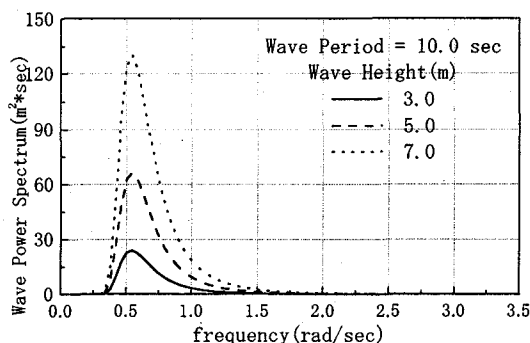


図-1 波のパワースペクトル密度関数

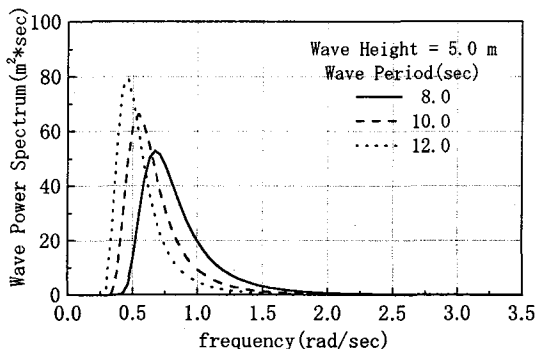


図-2 波のパワースペクトル密度関数

次に波力に潮流の影響を考慮した場合について考える。潮流が存在すると波形が変化するためこれにより波のパワースペクトル密度関数も変化する場合になる。したがって、たとえ抗力が重要でなくなる場合でも潮流による波のパワースペクトルの変化には注意が必要となる。本解析では、深海波において波の進行方向と平行に潮流が存在すると仮定し、つぎのような形状の波のパワースペクトル密度関数を用いることとする⁵⁾。

$$S_{\eta\eta}(\omega) = \frac{S_{\eta\eta}^*(\omega)}{\left\{ 1 + \left(1 + \frac{U\omega}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \left\{ \left(1 + \frac{U\omega}{g} \right)^{\frac{1}{2}} + \left(1 + \frac{U\omega}{g} \right) \right\}} \quad (2)$$

ただし U : 潮流の流速(m/sec)
 g : 9.8 m/sec²

ここで、 $S_{\eta\eta}^*(\omega)$ は潮流を考慮していない場合の波のパワースペクトル密度関数で、本解析では Bretschneider 型のパワースペクトル密度関数を用いる。図-3 は、式(2)で表した波のパワースペクトル密度関数を表しており、潮流の流速が 1.0m/sec、平均周期が 10.0 秒で平均波高が 3.0, 5.0, 7.0m のときのパワースペクトルを表している。これより波力の場合と同様に、平均周期が長くなると卓越振動数は小さくなり、エネルギーが増加する。潮流の影響としては流速が変化してもエネルギーにはそれほど大きな変化がみられないが、波力を求めるとき流速の 2 乗に比例した抗力項により潮流の影響は増大して表れる。

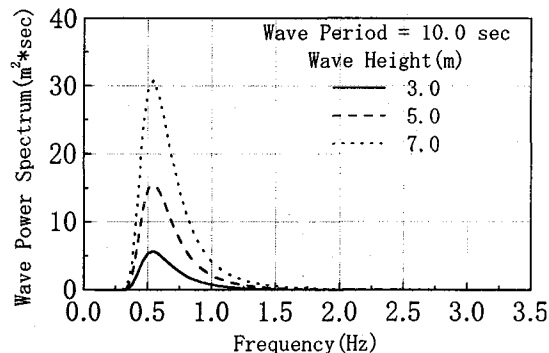


図-3 潮流がある場合の波のパワースペクトル密度関数 ($u = 1m/sec$)

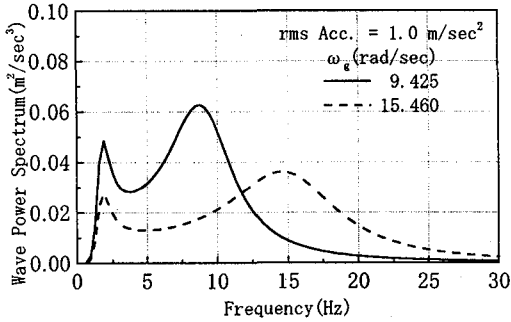
2.2 地震力のパワースペクトル密度関数

一方、地震力においては地震動の入力加速度を表層地盤の振動特性を取り入れた修正金井・多治見型のパワースペクトル密度関数を用いて表し、地震力のパワースペクトル密度関数を求める。本解析で用いる入力地震動の加速度のパワースペクトル密度関数は、

$$S_{\ddot{u}_g \ddot{u}_g}(\omega) = \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f} \right)^4}{\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f} \right)^2 \right\}^2 + 4h_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f} \right)^2} \times \frac{1 + 4h_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2}{\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \right\}^2 + 4h_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2} S_0 \quad (4)$$

となる。このパワースペクトル密度関数の一例を図-4 に示す。この図より表層地盤の卓越振動数 ω_g に対応してパワースペクトルの値は卓越していることが分る。また、地盤の減衰定数 h_g が大きくなるにつれ、パワースペクトル関数は小さくなっている。さらに、地震波の強度 S_0 が大きくなるにつれパワースペクトル関数の値は大きくなっ

ていることが分る。本解析では地震動の強度 S_0 を rms 加速度に対応して表している。中程度の強度の地震から強い地震の範囲として 0.5m/sec^2 から 1.5m/sec^2 の値を用いて解析を行っている。



図—4 地震力のパワースペクトル密度関数

2.3 全体系の運動方程式

構造物が杭などの基礎で支持され、海底地盤上での水平変位および回転変位を許す場合、構造物と地盤は互いに影響を及ぼし合う。特に、海底地盤は軟弱なことが予想されるとき、地盤—基礎—構造物系の動的相互作用を無視することは構造物の応答の評価に大きな誤差が生じることが考えられる。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有効な方法とは言い難い。それは、要素の大部分を地盤がしめ、構造物系の詳細な解析を行うことが困難となり、計算機に大きな負担が生じることが考えられるからである。このような場合に対して、有用な方法として動的サブストラクチャー法が考えられる⁸⁾。動的サブストラクチャー法は、地盤と構造物の動的相互作用を定式化する際に、地盤と構造物を一時的に分割し、まずそれぞれの動的特性をそれらの間の境界節点に集約する形で求めておき、同節点での連続性から两部分系を再び総合してゆく解析手法である。これにより工学的精度をもって動的応答解析の自由度の低減を計ることができる。また、分割して系を取り扱うことで一度地盤系の解析を行えば、いろいろな上部構造物系を取り扱うことができる。

ところで構造物に作用するは波力は水粒子の速度、加速度を用いて表される。すなわち、波力は修正 Morison 式により計算されるが、その評価方法は構造物の各部材要素を分割し、その各要素に作用する波力を形状関数である $[N(z)]$ を用いて各節点に作用する等価節点力として表す。よって、各節点に作用する波力は次のようになる。

$$\{F_M\} = \sum_e \int \rho C_M V [N(z)] \{\dot{v}\} dz \quad (4)$$

$$\{F_D\} = \sum_e \int \rho C_D A C_1 [N(z)] \{\dot{v}\} dz$$

これらは構造物が波力を受ける場合の外力ベクトル $\{F_a\}$ として表されるが、構造物の運動も同時に考慮するため修正 MoriSon 式を用いた式で表される。この式は一般に相対速度の 2 乗に比例した非線形式となるが、等価線形化法を用いて線形化される⁹⁾。これより波力は次のようになる。

$$\{F_a\} = [C_M] \{\ddot{v}_a\} - [C_m] \{\ddot{u}_a\} + [\bar{C}_D] \{\dot{v}_a - \dot{u}_a\} \quad (5)$$

ただし

$$[\bar{C}_D] = \left[\cdot \cdot \cdot \rho C_D \frac{A}{2} C_1 \cdot \cdot \cdot \right]$$

ここで $[\bar{C}_D]$ に含まれている係数 C_1 は、修正 Morison 式の抗力項を線形化する場合と同様に、波力に潮流の影響を考慮したときの場合も含んでいる。両者の場合によって C_1 が異なるため、ここでは簡単に C_1 とおいた。ここで $\{\ddot{v}_a\}$ は水粒子の加速度、速度を表し、 C_M は慣性係数、 C_m は付加質量係数 ($C_m = C_M - 1$)、 C_D は抗力係数を表している。

本解析では $c_m = 1$, $c_D = 1$ の値を用いている。これより上部構造物の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} \tilde{M}_{aa} & M_{ab} \\ \tilde{M}_{ba} & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_a \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{C}_{aa} & C_{ab} \\ \tilde{C}_{ba} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_a \\ \dot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_M & \bar{C}_D \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_a \\ \dot{v}_a \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (6)$$

ただし

$$\begin{aligned} \tilde{M} &= [M] + [C_m] \\ \tilde{C} &= [C] + [\bar{C}_D] \end{aligned}$$

ここで添え字 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結合節点に関するものを表し、また $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{u_a\}$ は自由節点の変位ベクトル、 $\{u_b\}$ は下部構造物との切断面上の節点変位ベクトルを表している。基礎の変形を考える場合、構造物の変位 $\{u_a\}$ は、基礎との結合点が完全に固定された場合の慣性力による動的変位 $\{u_a^c\}$ と基礎との相互作用による切断面の準静的な変位 $\{u_b\}$ の和として表される。すなわち、変位ベクトル $\{u_a\}$ 、 $\{u_b\}$ はつぎのように表される。

$$\begin{Bmatrix} \{u_a\} \\ \{u_b\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [I] & [L] \\ 0 & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_a^c\} \\ \{u_b\} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

ただし

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

ここで、 $[I]$ は単位マトリックスである。 $[L]$ は影響マトリックスで、基礎の応答が上部構造物に与える影響を表しており、構造物の静剛性マトリックスの関数であり、準静的変形マトリックスで表される。入力波のパワースペクトル密度関数より分るように、これらの関数の卓越振動数は低次の振動数が主要なものとなっている。このような外力を受ける構造物の動的応答は低次の振動数域にある振動モードが支配的なものとなる。このため式 (6) に非減衰時の固有値解析を適用し、運動方程式の自由度の低減を行った上で応答解析を行うことができる⁸⁾。

一方、基礎構造物は杭基礎で支持されるとき、その動的特性はインピーダンス関数を用いて表される。杭頭に作用する上部構造物系からの相互作用力を $\{R_p\}$ とすると、杭に関する運動方程式はつぎのようになる。

$$[M_p] \ddot{x}_p + [C_p] \dot{x}_p + [K_p] x_p = \{R_p\} \quad (8)$$

ここで、 $[M_p]$ は杭の質量マトリックス、 $[C_p]$ は杭の減

衰マトリックス, $[K_p]$ は杭の剛性マトリックスである。従って動的サブストラクチャ法を用いると式(6), (7), (8)より全体系の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} [I] & [\tilde{M}_{ap}] \\ [\tilde{M}_{pa}] & [\tilde{M}_p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{q}\} \\ \{\ddot{x}_p\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [\cdot 2\beta_j \omega_j \cdot] & 0 \\ 0 & [\tilde{C}_p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{q}\} \\ \{\dot{x}_p\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [\cdot \omega_j^2 \cdot] & 0 \\ 0 & [\tilde{K}_p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{x_p\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_w \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{y}_a\} \\ \{\ddot{y}_b\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_E \end{bmatrix} \{\ddot{Z}_g\} \quad (9)$$

ただし

$$\begin{aligned} [\tilde{M}_{ap}] &= [\Phi]^T [\tilde{M}_{aa}] [L] [G] \\ [\tilde{M}_{pa}] &= [G]^T [L]^T [\tilde{M}_{aa}] [\Phi] \\ [\tilde{M}_p] &= [M_p] + [G]^T ([L]^T [\tilde{M}_{aa}] [L] + [M_{bb}]) [G] \\ [\tilde{C}_p] &= [C_p] + [G]^T ([L]^T [\tilde{C}_{aa}] [L] + [C_{bb}]) [G] \\ [\tilde{K}_p] &= [K_p] + [G]^T ([K_{ba}] [L] + [K_{bb}]) [G] \\ \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_w \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} [\Phi]^T [C_M] & [\Phi]^T [\bar{C}_p] \\ [G]^T [L]^T [C_M] & [G]^T [L]^T [\bar{C}_D] \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_E \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} [\Phi]^T [\tilde{M}_{aa}] [L] [G] \\ [G]^T ([L]^T [\tilde{M}_{aa}] [L] + [M_{bb}]) [G] \end{bmatrix} \end{aligned}$$

式(9)に対して, 再び非減衰時における固有値解析を行い, 求まるモーダルマトリックスを $[\Psi]$ とすると次のようになる。

$$\begin{aligned} [I]\{\ddot{y}\} + [\cdot 2\tilde{\beta}_j \tilde{\omega}_j \cdot] \{\dot{y}\} + [\cdot \tilde{\omega}^2 \cdot] \{y\} \\ = [\Psi]^T [\tilde{P}]_w + [\Psi]^T [\tilde{P}]_E \end{aligned} \quad (10)$$

ただし

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} q \\ x_p \end{Bmatrix} &= [\Psi] \{y\} \\ [\tilde{P}]_w &= \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_w \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{y}_a\} \\ \{\ddot{y}_b\} \end{Bmatrix} \\ [\tilde{P}]_E &= \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_E \end{bmatrix} \{\ddot{Z}_g\} \end{aligned}$$

ここで, $\tilde{\omega}_j$ は地盤—基礎—構造物系に対する j 次モードの固有振動数であり, $\tilde{\beta}_j$ はそれに対応する減衰定数である。

2.4 スペクトル応答解析

波力や地震力は一般に不規則な特性を有しており, 前述したように式(10)の外力項はパワースペクトル密度関数を用いて表される。これらの関数を用いると式(10)より応答 $\{y\}$ に関する応答のパワースペクトル密度関数 $[S_{yy}(\omega)]$ は, 次のようになる。

$$[S_{yy}(\omega)] = [H(\omega)] [S_{FF}(\omega)] [H(\omega)]^* \quad (11)$$

ただし

$$[H(\omega)] = [-\omega^2 [I] + i\omega [\cdot 2\beta_j \omega_j \cdot] + [\cdot \omega_j^2 \cdot]]^{-1}$$

ここで, $[H(\omega)]$ は周波数応答関数であり, $[H(\omega)]^*$ はその

共役なものを表す。ここで波力と地震力のパワースペクトル密度関数は独立なものとして扱う。

すなわち, 波力のパワースペクトル密度関数 $[S_{ww}(\omega)]$ は, 次のようになる。

$$\begin{aligned} [S_{ww}(\omega)] &= [\Psi]^T \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_w \end{bmatrix} \\ &\begin{bmatrix} [S_{\ddot{y}_a \ddot{y}_a}(\omega)] & [S_{\ddot{y}_a \ddot{y}_b}(\omega)] \\ [S_{\ddot{y}_b \ddot{y}_a}(\omega)] & [S_{\ddot{y}_b \ddot{y}_b}(\omega)] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_w \end{bmatrix}^T [\Psi] \end{aligned} \quad (12)$$

一方, 地震力のパワースペクトル密度関数 $[S_{EE}(\omega)]$ は, 次のようになる。

$$\begin{aligned} [S_{EE}(\omega)] &= [\Psi]^T \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_E \end{bmatrix} \\ &\begin{bmatrix} [S_{\ddot{y}_a \ddot{y}_a}(\omega)] & [S_{\ddot{y}_a \ddot{y}_b}(\omega)] \\ [S_{\ddot{y}_b \ddot{y}_a}(\omega)] & [S_{\ddot{y}_b \ddot{y}_b}(\omega)] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [P_a] \\ [P_b]_E \end{bmatrix}^T [\Psi] \end{aligned} \quad (13)$$

さらに式(11)から得られるモーダルマトリックス $[\Psi]$ を用いて, 一般化座標 $\{q\}$ における共分散応答マトリックスはつぎのように表される。

$$E \left[\begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{u_p\} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{u_p\} \end{Bmatrix}^T \right] = \int_{-\infty}^{\infty} [\Psi] [S_{yy}(\omega)] [\Psi]^T d\omega \quad (14)$$

また, モーダルマトリックス $[\Phi]$ を用いて, 構造物の動的応答に関する共分散応答マトリックスは次のようになる。

$$E[\{u_a^c\}] = [\Phi]^T E[\{q\}\{q\}^T] [\Phi] \quad (15)$$

従って, 共分散応答マトリックスの対角項の平方根を取ることににより, rms 応答値が求められる。

2.5 信頼性指標

波力や地震力等の不規則外力を受ける海洋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。この場合設計強度を超える確率を表す一つの指標として信頼性指標がある。そこで得られた応答量を用いて信頼性に関する評価を行い, その結果に対して考察を加えた。

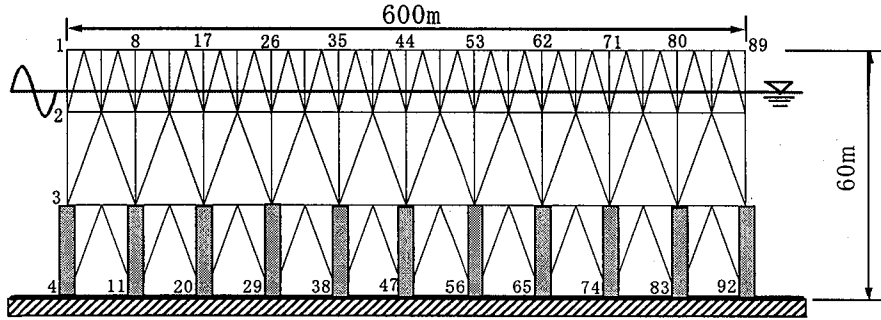
静的解析と動的解析は荷重の特性が異なるため独立に行うことにする。従って, 許容時の応力は次式のようになる。

$$\sigma_a \geq \sigma_0 + k\sigma_d \quad (16)$$

ここで, σ_a は許容応力, σ_0 は静的解析による応力, σ_d は動的解析による応力, k はピークファクターであり外力の継続時間の関数として表される。これより信頼性指標は作用外力に加えて構造物の強度も確率量として扱う場合, 次式で表される。

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \quad (17)$$

ただし



図一5 大型海洋構造物の解析モデル

$$\bar{S} \geq \sigma_0 + k\sigma_d$$

$$\bar{R} = \sigma_a$$

$$\sigma_S = \sqrt{\text{var}(\sigma_0) + \text{var}(k\sigma_d)}$$

$$\sigma_R = S_R \cdot \bar{R}$$

$$S_R = 0.1$$

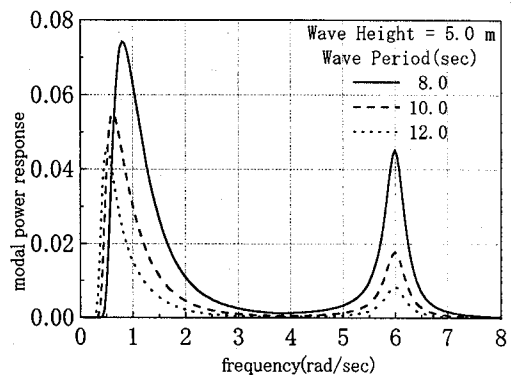
ここで、 S_R は変動係数であり、ここでは10%を仮定している。 $\bar{R}$ 、 σ_R は時間に依存しない応力、およびその標準偏差とすると、その値は時間領域において一定となる。一方、 $\bar{S}$ 、 σ_S は外力によって生じるため時間の関数となる。応答から得られる最大値の期待値、及びその標準偏差 σ_S は時間の関数であり、信頼性指標もまた時間の関数となる。

3. 解析結果とその考察

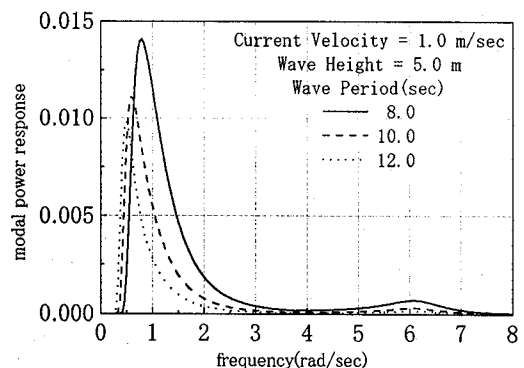
3.1 波力と潮流力を受ける場合のrms 応答

本解析では大きな断面を有する部材による浮体力を利用した海洋構造物を図-4のようにモデル化する。構造物の高さは60.0m、幅は60.0m、水深は50.0mである。上部構造物は杭基礎により支持されており、地盤のせん断波速度は100m/secである。主要鉛直部材は直径3.0mの鋼管であるが、基礎部に直径6.0mの大きな断面を用いて浮力による基礎の支持力の軽減を図っている。その他の部材として、上端部材を4.0m、その他を2.0mとした。さらに死荷重としてデッキにある各節点にそれぞれ7.84MNずつ加えた。式(9)を用いて全体系の固有値解析を行うと、構造物全体系の固有振動数は1次が5.69(rad/sec)、2次が8.25(rad/sec)である。また上部構造物の1次の減衰定数を2%を仮定しているが、基礎—地盤系を含む全体系の減衰定数は1次が1.6%、2次2.2%となっている。また流体力による減衰定数は1次が1.9%、2次1.2%となっている。

図-6は、波力のみが作用する場合における1次の振動モードに対する応答のパワースペクトル関数を表わしている。平均波高を5.0mとし、平均周期を8.0、10.0、12.0秒としたときのそれぞれパワースペクトル関数を表わしている。これより構造物の応答は入力波の平均周期と構造物の1次の固有周期において、応答のパワースペクトルが



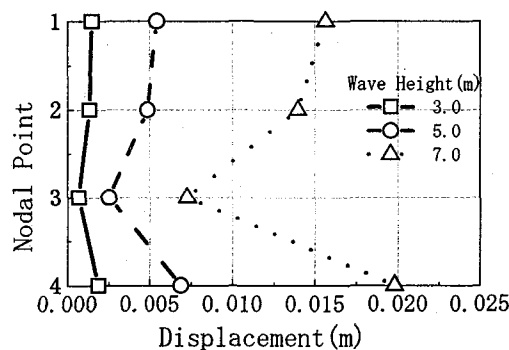
図一6 波力に関する応答のパワースペクトル関数



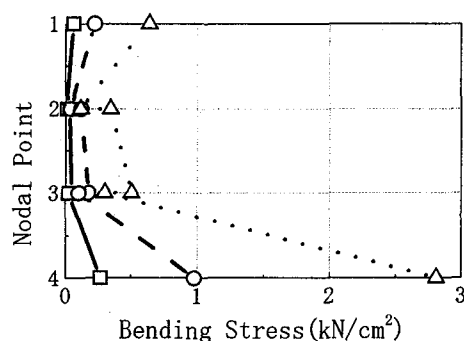
図一7 潮流がある場合の応答のパワースペクトル関数

卓越しており、これらの周期で構造物の応答が支配されることが分る。この場合だと平均周期が8.0秒に対する応答が最も大きくなること分る。

図-7は潮流の影響を考慮した波力が構造物に作用する場合において、潮流の流速を1.0m/secとしたときの1次振動モードに対する応答のパワースペクトル関数を表わしたものである。平均波高を5.0mとし、平均周期を8.0、10.0、12.0秒としたときのそれぞれのパワースペクトル関数を表わしている。これより波力のみが作用する場合と異なり、入力波の平均周期に対応した振動数において応答の



図—8 潮流がある場合の rms 変位応答



図—9 潮流がある場合の曲げ応力の rms 応答

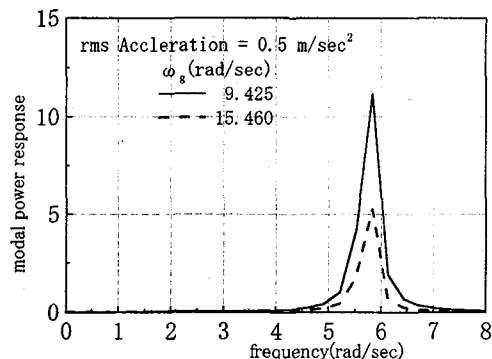
パワースペクトルの値は卓越しており、構造物の応答に対して支配的になることが分る。

図—8 と図—9 は平均周期を 10.0 秒とした場合に、平均波高を 3.0, 5.0, 7.0m としたときの節点 1~4 の変位応答および曲げ応力の rms 値を示したものである。流速 1m/sec の潮流力の影響を考慮した波力が作用する場合を示している。このより入力波の平均波高が増加するにつれて応答は増加しているのが分る。これは平均波高の増加に伴い、波のパワースペクトル関数が大きくなり、その結果構造物に作用する波力が大きくなるためである。相対変位である変位応答に関しては基礎における応答が上部構造の各節点での応答よりも大きくなっている。これは海底に近い位置に大きな断面を有することに加え、基礎地盤部の剛性による影響が考えられる。

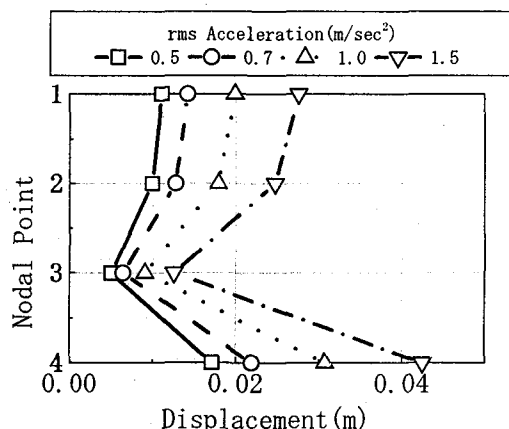
3.2 地震力を受ける場合の rms 応答

図—10 は、地震力が作用する場合の 1 次の振動モードに対する応答のパワースペクトル関数を表わしている。上の図は rms 加速度を 0.5 m/sec^2 とし、表層地盤の卓越振動数を 9.425, 15.46rad/sec としたときのパワースペクトル関数を表わしている。これより地震力のみが作用する場合、構造物の 1 次の固有振動数において応答のパワースペクトルが卓越していることがわかる。また、波力が作用する場合と同様に表層地盤の卓越周期が構造物の固有周期に近いほどパワースペクトル関数は大きな値をとっていることが分る。

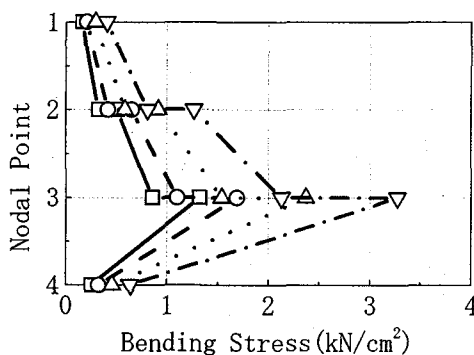
図—11 と図—12 は修正金井・多治見型のパワースペクトル密度関数における表層地盤の伝達特性を表わす



図—10 地震力に対する応答のパワースペクトル関数



図—11 地震力に対する変位の rms 応答



図—12 地震力に対する曲げ応力の rms 応答

パラメーターである ω_g が 15.46rad/sec, ω_f が 1.63rad/sec, 減衰定数 h_f , h_g が 0.3 のとき、地震波の rms 加速度を 0.5, 0.7, 1.0, 1.5 m/sec^2 とした場合の節点 1~4 の変位と曲げ応力の rms 応答を示したものである。地震波の rms 加速度の増加に伴い、各応答は増加していることが分る。地震力に対する構造物の動的応答の評価は、構造物のもつ卓越振動数と表層地盤の卓越振動数の把握が構造物の応答を知る上で重要であることが分る。地震力に対する節点 1~4 間の曲げ応力の分布は波力に対するものと異なっている。地震力の場合は基礎からの入力に対して上部構造物の慣性力によって応答が生じる。一方波力の場合は上部構造物が受けた波力を基礎で支持するため、

3.4 波力と地震力を受ける場合の信頼性指標

海洋構造物が波力や地震力のような不規則外力を受け、さらに構造物の強度が確率量として表されるとき、任意の許容応力に対する信頼性を信頼性指標 β を用いて求める。構造物に波力のみが作用する場合、潮流力の影響を考慮した波力が作用する場合において、応答の許容応力を 18.62kN/cm^2 (1900kgf/cm^2) とし、最も大きな応力を受ける節点 4 の rms 応力に関する信頼性指標を求める。横軸に外力が作用する継続時間を取り、その継続時間を構造物の固有周期の n 倍として表わす。波力が作用する場合は継続時間を構造物の固有周期の 10^4 回まで計算を行う。一方、地震力が作用する場合は、継続時間を 30 回までとして計算を行う。

図-1 4 は平均周期を 10.0 秒とし、平均波高 3.0, 5.0, 7.0m としたときの節点 4 の rms 応力に関する信頼性指標を示したものである。平均波高が 3m のとき、信頼性指標は十分に大きな値を示している。一方、平均波高が 7m のとき、波力の作用時間の増加に従って信頼性指標は減少し、この場合は構造物の強度から考えると何らかの損傷を受ける場合に相当する値となっている。このため平均波高の決定は大型海洋構造物の設計では重要なものとなること分る。

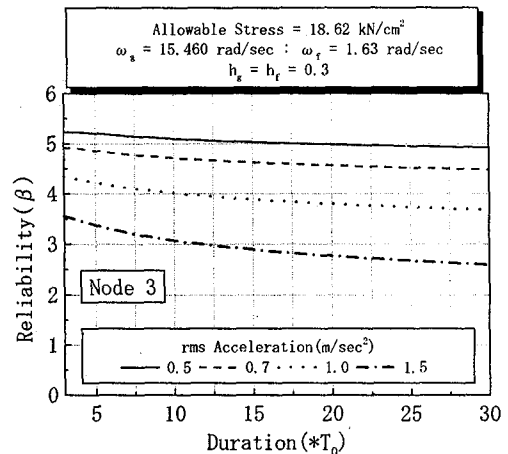


図-1 5 地震力に対する信頼性指標

図-1 5 は、表層地盤の卓越振動数を 15.46rad/sec とし、地震波の rms 加速度を 0.5, 0.7, 1.0, 1.5m/sec^2 としたときの節点 3 の信頼性指標 β を示したものである。図より地震波の rms 加速度が増加すると、最も大きな応力の作用する節点における信頼性指標は急激に減少し、損傷を受ける可能性が高まるということが分る。図より波力が作用する場合と同様に地震力の作用する時間が長くなるにつれ β は減少し、損傷を受ける可能性が高くなっていることがわかる。また、表層地盤の卓越周期が小さいほど、その可能性は増加していることが考えられる。

3.5 外力の相違による信頼性指標の変化

図-1 6 は位相差を考慮しない場合において、波力のみが作用する場合、波力と潮流力の影響を考えた場合及び地震力のみが作用する場合に関して応答が最大となる節

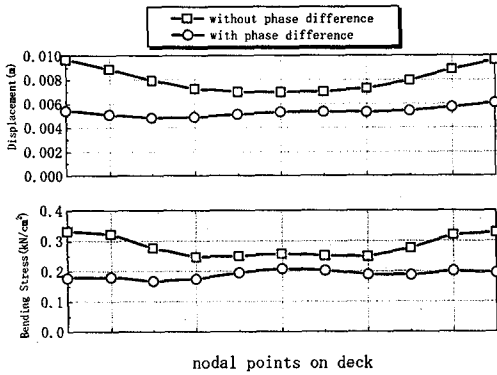


図-1 3 入力位相差を考慮した場合の波力に対する応答

基礎部での応答は異なったものになる。このためそれぞれの外力に対して異なった応力分布を示すものと考えられる。

3.3 波の位相差を考慮した場合の動的応答解析

長大な構造物に関しては入力波の位相差が応答に及ぼす影響を把握しておくことが重要になることがある。海洋における波は対象とする設計波の卓越周期によるが一般には 10m を超えるものとなる。平均周期 10 秒のとき、波長は約 155m となり、波高と波長の比は約 0.032 となる。このような場合同位相入力と逆位相入力では応答は非常に異なったものとなる。そこで本解析モデルについても構造物の大型化に伴い問題となる波の位相差について検討を加えた。

図-1 3 は、平均波高 5.0m、平均周期 10.0sec とし、位相差を考慮した場合、位相差を考慮しない場合のデッキに相当する上部節点のそれぞれの曲げ応力、および変位応答を示したものである。潮流の流速は 1.0m/sec としたときのものを示している。これによるとそれぞれの応答は全体的に位相差を考慮した場合の方が小さくなる。入力の位相差を考慮しない場合、全体系の端部で大きな応答を示して中間部での応答は抑えられている。位相差を考慮した場合は逆に全体系の端部よりも中央部の方が大きな応答を示している。

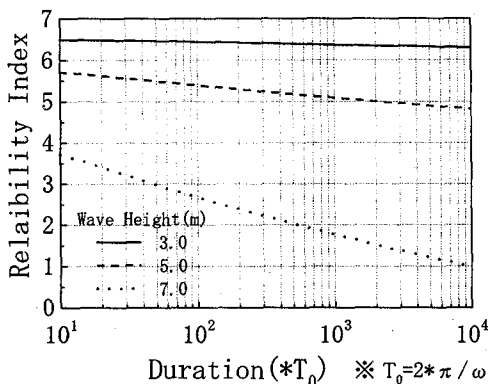
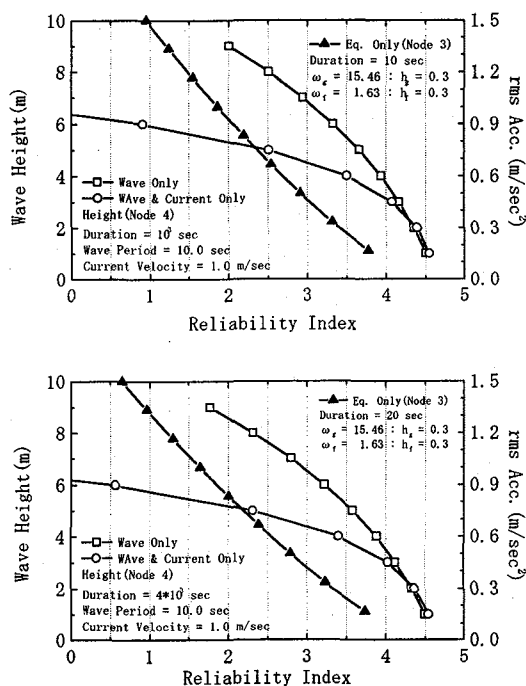


図-1 4 波力に対する信頼性指標



図—16 外力の相違による信頼性指標の変化

点の入力外力による信頼性指標 β の変化を示している。波力が作用する場合は、平均周期を 10.0 秒とし、潮流の影響がある場合は潮流の流速を 1.0 m/sec とし、地震力の場合は表層地盤の卓越振動数を 15.46 rad/sec としたときのものを示している。上の図は波力が作用する場合の継続時間を 10^3 秒とし、地震力が作用する場合の継続時間を 10 秒としている。また下の図では波力が作用する場合は任意の継続時間を 4×10^3 秒とし、地震力が作用する場合は 20 秒としたときのものをそれぞれ示している。図より例えばこの構造物に関して信頼性指標が 3 を基準にして外力の評価を行うと、波力のみが作用する場合は平均波高が約 7.0 m までの波力に対して許容応力以下であり、波力と潮流力の影響を考えた場合は約 5.0 m までの波力に対して同様に許容応力以下であることを示している。一方、地震力のみが作用する場合は約 0.5 m/sec² までの強度の地震に対して許容応力以下になる条件を満足することになる。すなわち、これ以上の rms 加速度を有する地震がこの構造物に作用した場合、この構造物は節点 3 において信頼性が低くなり、損傷を受ける可能性が増加することを示している。また、継続時間を少なく見積もると、入力外力となる平均波高、あるいは rms 加速度が大きくなほど、信頼性指標は減少し、同様に十分な安全性を得ることが難しくなることを示している。

4. 結言

本解析では大型海洋構造物の動的応答に及ぼす波力や地震力の影響について検討を加えた。結果を要約すると次のようになる。

- 1) 波力や地震力を受ける大型海洋構造物の動的応答は低次の振動による影響が支配的となる。波力に対

する応答は入力波の平均周期や平均波高が主要な影響を与えている。一方、地震力に対する応答は表層地盤の卓越振動数や入力波の強度、構造物系の固有振動数の影響が大きいため、これらの影響を把握することが重要である。

- 2) 入力位相差を考慮しない場合は構造物の中央部で応答が減少するのに対し、入力位相差を考慮すると中央部で応答が増加するような応答を示している。このため構造物を大型化する際に問題となる波の位相差については、構造モデルの相違も含めて検討する必要があると考えられる。
- 3) 大型海洋構造物の主要な荷重は波力であるが、設計基準の一つとして応力を考えるような場合、それに相当する信頼性指標を用いて入力波の条件を表すことができる。地震力のように全く特性の異なる外力が作用する場合でも信頼性指標を用いて相応した外力の評価を行うことで、より合理的な動的応答特性の把握が可能になる。

参考文献

- 1) Watanabe E., T. Utsunomiya and S. Taenaka, 1998, Wave response analysis of an elastic floating plate in a weak current, *Hydroelasticity in marine technology'98*, Fukuoka, 393-400
- 2) Kashiwagi M., 1998, Hydrodynamic interactions among a great number of columns supporting a very flexible structure, *Hydroelasticity in marine technology'98*, Fukuoka, 165-176
- 3) Inoue K., 1999, Mega float: Achievements to data and ongoing plane of research, *Proc. of the ninth international offshore and polar eng. confer.*, Vol. 1, 1-9
- 4) Watanabe E. and T. Utsunomiya, 1997, Wave response analysis of a VLFS by higher order boundary element method, *Proc. of the seventh international confer. Computing in civil and building engineering*, 1625-1630
- 5) 上田 茂、他、1996、浮体橋梁の波浪中弾性応答解析、土木学会第 51 回年次講演概要集、I-A1261
- 6) Kawano K., K. Venkataramana and T. Hashimoto, 1999, Seismic response effects on large offshore platform, *Proc. of the ninth international offshore and polar eng. confer.*, Vol. 4, 528-535
- 7) Chakrabarti S. K., 1987, *Hydrodynamics of offshore structures*, Computational Mechanics Publications
- 8) Yamada Y., K. Kawano, H. Iemura and K. Venkataramana, 1988, Wave and earthquake response of offshore structures with soil-structure interaction, *Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol. 5, No. 2, 361s-370s
- 9) Penzien, J., M. K. Kaul and B. Berge, 1972, Stochastic response of offshore towers to random sea waves and strong motion earthquake, *Computers and Structures*, Vol. 2, 733-756

(1999 年 9 月 17 日受付)