

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

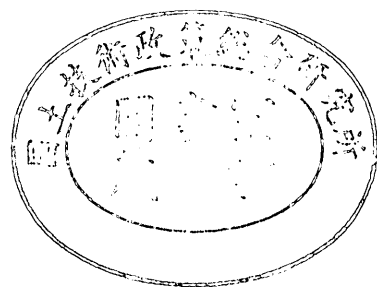
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 11

NO. 3

SEPT. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第3号 (Vol. 11, No. 3), 1972年9月 (Sept. 1972)

目 次 (CONTENTS)

1. An Analysis of the Hydraulic Transport of Solids in Horizontal
..... Tokuji YAGI, Tadasu OKUDE,
Shoji MIYAZAKI and Akio KOREISHI..... 3
(水平管路における土砂水力輸送の解析.....八木得次・奥出 律・宮崎昭児・是石昭夫)
2. 円柱の動揺に伴う造波抵抗 ——杭の波力応答と円形浮体の挙動への応用——
..... 伊藤喜行・木原 力..... 37
(Wave Making Resistance due to Oscillation of Circular Cylinder
.....Yoshiyuki ITO and Tsutomu KIHARA)
3. 柱状構造物の波力応答計算伊藤喜行・谷本勝利・小舟浩治..... 59
(Dynamic Response of an Offshore Platform to Random Waves
..... Yoshiyuki Ito, Katsutoshi TANIMOTO and Koji KOBUNE)
4. 波向線交差領域における波高分布 ——数値波動解析法の応用——
..... 伊藤喜行・谷本勝利・山本庄一..... 87
(Wave Height Distribution in the Region of Ray Crossings ——Application of
the Numerical Analysis Method of Wave Propagation——
.....Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO and Shoichi YAMAMOTO)
5. 斜め入射部分重複波による質量輸送速度の分布に関する研究
..... 田中則男・入江 功・小笹博昭.....111
(A study on the velocity distribution of mass transport caused by diagonal partial
standing waves.....Norio TANAKA, Isao IRIE and Hiroaki OZASA)
6. 航空機荷重の路床・路盤への伝達機構に関する一研究
——巨人機の設計荷重——.....佐藤勝久・須田 潤.....141
(A Study on Aircraft Load Distribution through Bases to a Subgrade——Design
Load of a Jumbo Jet——.....Katsuhisa SATO and Hiroshi SUDA)
7. ブロック式けい船岸の設計について——非線形計画法による最適設計——
..... 高力健次郎.....167
(The application of SUMT to the Optimum Design of the block quay
.....Kenjiro KORIKI)

3. 柱状構造物の波力応答計算

伊藤喜行*・谷本勝利**・小舟浩治***

要 旨

杭式シーバースでは、柱状構造物の波力に対する検討が必要となる。現在こうした具体的シーバースの波力問題について、実験を含めた総合的研究を推進している。本報告は、そのうち不規則、動的取り扱いによる波力応答の特性を把握するために行なった基本構造に対する計算結果をとりまとめたものである。

解析は、水深30mでのプラットフォームのような4脚柱構造物を対象とし、次の2方法によって行なった。

- (1) 線型波浪—構造—地盤モデルに対するスペクトル解析手法による計算
- (2) 非線型抗力を含めた波浪—構造モデルに対する波浪シミュレーション法による計算

鋼管柱の直径は1.5mであり、(1)による計算では砂地盤中根入れ、(2)では柱脚海底固定である。動的には、1質点1自由度の振動系として取り扱っている。波浪条件としては、Pierson-Moskowitzの単一方向スペクトルを用い、もっぱら波の方向が柱列方向に一致する場合のみ取り扱った。

これらの結果から、こうした構造物の不規則、動的扱いによる一応の特性が把握された。スペクトル解析手法による動的計算と静的計算の比較では、有義波高5mの場合、動的柱頭最大応力は静的な場合の約2倍となる。こうした動的効果の程度は、波群の主要周波数域が構造物の固有振動数に近くなるにつれて大きくなる。

非線型項を含む場合には、波浪シミュレーション法による計算が有効である。本報告における計算例では、慣性力が抗力に比し卓越しているため、スペクトル解析手法による結果と大差ないが、これは波浪と構造条件の組み合わせによる。

今後、斜め入射波による立体解析等、より実際の取り扱いでの計算を進めていきたい。

* 水工部長

** 水工部 模型試験課長

*** 水工部 防波堤研究室

3. Dynamic Response of an Offshore Platform to Random Waves

Yoshiyuki ITO*

Katsutoshi TANIMOTO**

Koji KOBUNE***

Synopsis

The dynamic response of an offshore platform with four pile legs in the 30m water depth is investigated theoretically to random waves of uni-direction by following two calculation methods.

1) Calculation by means of the spectral analysis method.

A mathematical model is developed for the linearized wave-structure-foundation system, in which the vibrating structure is treated as a one degree-of-freedom vibrator. The natural period of this vibrating structure is 3 seconds.

Response characteristics of the platform displacement and the bending stresses along the pile are calculated by means of the spectral analysis method for the Pierson-Moskowitz wave spectrum of the significant wave height 5.0m~0.5m.

With regard to the linearization of wave forces on piles, the inertia force component only is considered in this model, since the linearized drag force is negligible with respect to the inertia force.

2) Calculation by means of the wave simulation method.

For the system of wave-structure, a time series model is developed and the wave simulation technique is applied to give a time series data of wave forces on piles including the non-linear drag force component. The displacement of the platform and stresses of the pile are calculated step by step for the trains of irregular wave simulated from the Pierson-Moskowitz spectrum of the significant wave height 5.0m.

The distribution of the extreme values of realized water elevation, wave forces, displacement of the platform, and stresses of the pile are shown and compared with those obtained theoretically from the realized spectra.

* Head of Hydraulic Engineering Division

** Chief of Model Test Section, Hydraulic Engineering Division

*** Member of Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division

目 次

1. 序 論	63
1.1 まえがき	63
1.2 解析法の概要	63
2. 波浪スペクトルと極値分布	64
2.1 波浪スペクトル	64
2.2 極値の確率分布	64
2.3 計算例で対象とする不規則波	65
3. 直柱に作用する波力	66
3.1 波力公式	66
3.2 波力スペクトル	66
3.3 波力スペクトルの計算例	67
3.4 波力の極値分布に対する考察	68
4. スペクトル解析法による波力応答計算	69
4.1 計算で対象とする柱状構造物	69
4.2 計算の方法	69
4.3 構造物全体に作用する波力	70
4.4 計算に使用する諸数値	70
4.5 計算結果	70
4.6 種々の有義波高による計算	72
5. 波浪シミュレーション法による波力応答計算	74
5.1 波浪および波力のシミュレーション	74
5.2 対象とする柱状構造物と計算の方法	75
5.3 計算で用いる諸数値	76
5.4 計算結果とその検討	76
6. あとがき	81
参考文献	85

1. 序 論

1.1 まえがき

杭式シーバースのような波の作用を受ける所での柱状構造物では、波力に対する強度の検討が必要となる。類似のものとしては、海底資源掘削のためのいわゆる海洋構造物に例が多く、そこでは波力が主要な設計外力となっている。こうした構造物の静的設計による失敗例の教訓から、動的解析による検討の必要性が指摘され、主として米国において多くの研究が実施されつつある¹⁾⁶⁾。

シーバースの場合には、巨波が頻繁に来襲する所に建設されることは考え難いが、通常静穏であってもたまたま大きな波浪が生ずるならば、構造物としてそれに耐えるものでなければならない。

一方、水深10~15mでの在来の柱状構造物、たとえば直杭栈橋は、防波堤により遮蔽された所に建設されるのが普通であり、波力はそれ程問題でなく、地震力が主要な外力である。そうした際、地震動に対する動的応答が重要であって、既にその耐震性が研究されている⁷⁾。このような構造物の固有周期は通常0.8~1.0秒といわれている。

50万トンタンカーを対象としたシーバースでは、その建設水深は33~35mとなり、杭式ドルフィンの固有周期は1~2秒となる。水深が大きくなればなる程、こうした柱状構造物の固有周期は長くなり、通常の波の周期に近くなってくる。こうした場合、波力に対する動的応答が問題となるわけである。

実際の海の波は、周知の如く高さ周期共に不規則な波であり、通常これを無数の成分波の合成と考える。したがって、構造物の固有周期がある程度長くなれば、不規則波のどれかの成分と一致するようになり、そのような成分波の効果が動的に増幅されることになる。こうした場合、有義波あるいは最大波などの単一波を設計波として考えることには無理があり、不規則波のまま取り扱うことが必要である。こうした設計法については、いまだ十分なる検討の実績はない。

筆者らは、現在50万トンタンカーを対象とした具体的シーバースについて、その耐波性に関する総合的研究を推進中である。本報告は、とりあえず柱状構造物の波力応答特性の把握と解析における問題点を探るために行なった計算結果を、とりまとめたものである。対象としている構造物は、4脚柱の基本的なものであり、解析はもっぱら柱列方向不規則波によるものである。

1.2 解析法の概要

構造物としての安定性を真に検討しようとするれば、波一構造一地盤の三位一体の総合的取り扱いが必要であることは言うまでもない。しかし、直ちにそれら全部を厳密に取り扱うのは、むやみに解析を煩雑にし、問題点の本質を見損う恐れもある。したがって、ここでは総合的観点に立ちながらも、段階的目的にあった取り扱いの簡略化を行なっている。

地盤を含めた三位一体的取り扱いによる応力計算の総合的なフローチャートは、図-1.1のようになる。

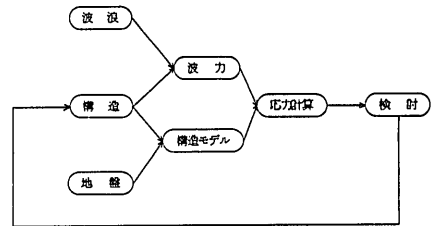


図-1.1 波力一構造一地盤の三位一体的取り扱いによる応力計算

すなわち、基本的要因として波浪、構造、地盤があり波浪条件と構造条件から波力が定まり、構造条件と地盤条件から計算上の構造モデルが定まる。そして構造モデルに波力を作用させて応答計算が行なわれる。実際には波力作用下での構造計算式を導びくから、波力と構造モデルは一体となって応力計算が遂行され、それらを分離できるものではない。勿論、これらの式の中には波の不規則性および構造物の動的特性が含まれる。

こうした不規則、動的系が線型であれば、スペクトル解析の手法が極めて有効である。すなわち外力を $x(t, \omega)$ 、応答を $y(t, \omega)$ 、その間の伝達関数(周波数応答関数とも呼ばれる)を $T(\omega)$ とすれば、それぞれのパワースペクトル密度の間には次の関係が成立する⁸⁾。

$$S_{yy}(\omega) = |T(\omega)|^2 S_{xx}(\omega) \quad (1.1)$$

したがって、各周波数の伝達関数が求められれば、応答スペクトルを知ることができる。そしてスペクトルの形がわかれば、その統計的諸性質を知ることができる。

本報告では、柱状構造物の波力応答解析における不規則、動的扱いの必要性を検討するため、まずこうした線型化した系に対し、スペクトル解析手法を用いた応答計算を実施した。問題を線型化するにあたっては、波力だけでなく、構造の弾性的性質、地盤の非弾性的性質等が問題となってくる。これらに対し、ここでは以下のような取り扱いを行なっている。

- 1) 波力は慣性力のみを対象とする。
- 2) 根入れ柱の横抵抗は、いわゆる「Changの方法」に

よる。すなわち、地盤の反力係数を一定とし、地盤反力は撓みに比例するものとする。

3) 構造部材は完全弾性体とする。

次に、非線型性を含めた場合には、解析的取り扱いは困難である。地震動に対する応答計算では、地盤や構造部材の非弾性的性質を含めた計算を行っており、この場合地震波形を直接対象とした逐次計算法が採用されている。

波浪に関する計算でも、波形をシミュレートして、そ

の波による種々の問題を取り扱う場合がある⁹⁾。いわゆる波浪シミュレーション法と呼ばれるものである。

ここでは、抗力を含めた波力応答解析を、与えられた波浪スペクトルを各周波数成分に分解し、その合成波が作用するものとして行なった。これを、波浪シミュレーション法による波力応答計算と呼んでいる。この場合、簡単のため、柱は海底固定とした。

波浪シミュレーション法による波力応答計算の総括的手順は、図-1.2に示すとおりである。

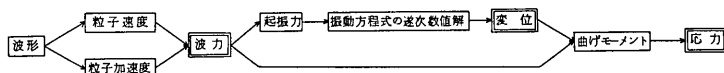


図-1.2 波浪シミュレーション法による波力応答解析の手順

以下、こうした柱状構造物の波力応答計算結果を述べる前に、波浪スペクトルと極値分布および直柱に作用する波力について、簡単に解説、若干の計算例を示しておく。

2. 波浪スペクトルと極値分布

2.1 波浪スペクトル

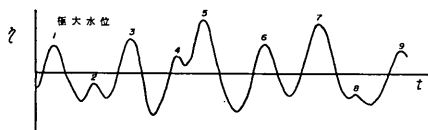


図-2.1 海面の不規則性

風浪の存在する海面は、図-2.1に示すように非常に不規則なのが普通である。このように不規則な海面の特性を表示する方法の一つが、波のパワースペクトルである。この取り扱いでは、海面を一種の定常確率過程とみなし、ランダムな位相角を持った無数の成分波で構成されているものとする。パワースペクトルが与えられればもとの波の統計的性質を知ることができる。

波のパワースペクトルとして、種々の形のものが提案されているが、ここでは Pierson-Moskowitz のスペクトルと呼ばれているものを使用する。その採用については、特別の理由があるわけではなく、一例にすぎない。

このスペクトルは、Moskowitz (1964) の北大西洋での観測データに基づいて、Pierson と Moskowitz (1964)¹⁰⁾ が、十分発達した海面状態に対して提案したもので、次式で与えられる。

$$S_{\eta\eta}(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \{-\beta(\omega_0/\omega)^4\} \quad (2.1)$$

ここに、

$$\alpha = 8.10 \times 10^{-3}$$

$$\beta = 0.74$$

$$\omega_0 = g/U_{19.5}$$

$U_{19.5}$: 海面上19.5mの高さでの風速

したがって、風速を与えれば、スペクトルの形が定まる。ここでは風速の代わりに、不規則波群の大きさを表わすものとして、有義波高を与える。有義波高 H_s と風速との間には、最大水位の2倍を波高として、次の関係が成り立つ。

$$H_s = 2.14 \times 10^{-2} U_{19.5} \text{ (m/sec 単位)} \quad (2.2)$$

スペクトルのピークを与える角周波数 ω_{max} は、次式で求められる。

$$\omega_{max} = 0.877g/U_{19.5} \quad (2.3)$$

たとえば、有義波高5mの場合

$$U_{19.5} = 15.3 \text{ m/sec}$$

$$\omega_{max} = 0.562 \text{ rad/sec (} T = 11.2 \text{ sec)}$$

となる。

なお、本報告で取り扱うスペクトルは全て、スペクトル密度が $\omega=0 \sim \infty$ に分布する one-sided spectrum である。

2.2 極値の確率分布

スペクトルが与えられると、それから元の波形の極値の統計的諸性質を知ることができる¹¹⁾。この場合、スペクトルのかたちの指標として、その n 次モーメント

$$m_n = \begin{cases} \int_0^\infty \omega^n S(\omega) d\omega & n: \text{偶数} \\ 0 & n: \text{奇数} \end{cases} \quad (2.4)$$

が用いられ、スペクトルの帯域幅の拡がりを示すものとして、パラメーター ϵ が導入される。

$$\epsilon^2 = 1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \quad (2.5)$$

式(2.4)において、 $n=0$ の場合

$$m_0 = \int_0^\infty S(\omega) d\omega$$

は、明らかにスペクトルの囲む面積を示し、もとの確率過程 $\eta(t)$ の分散 σ_η^2 に等しい。

以下、極値分布の種々の特性値を示す関係式を列挙する。

極大値の確率密度

図-2.1においてナンバーをふって示した $\eta(t)$ の極大値の確率密度は、標準化して次のように与えられる。

$$p(\xi) = \frac{\epsilon}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \frac{\xi^2}{\epsilon^2}\right) + \frac{\sqrt{1-\epsilon^2} \xi}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \xi^2\right) \int_{-\infty}^{\xi\sqrt{1-\epsilon^2}/\epsilon} \exp\left(-\frac{1}{2} u^2\right) du \quad (2.6)$$

ここに、

$$\xi = \eta_{\text{peak}} / \sigma_\eta \quad (2.7)$$

式(2.6)は、 $\epsilon=0$ の場合 Rayleigh 分布、 $\epsilon=1$ の場合 Gauss 分布となる。

極大値の平均値

$$\bar{\xi} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} (1 - \epsilon^2) \quad (2.8)$$

単位時間に極大値の出現する回数

$$N_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m_4}{m_2}} \quad (2.9)$$

単位時間の zero-up cross の回数

$$n_0^+ = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (2.10)$$

ξ が特定の値 ξ_a を越える確率

$$q(\xi_a) = P(\xi > \xi_a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_a/\epsilon}^\infty \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du + \frac{\sqrt{1-\epsilon^2}}{2\pi} \exp\left(-\frac{\xi_a^2}{2}\right) \int_{-\infty}^{\xi_a\sqrt{1-\epsilon^2}/\epsilon} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du \quad (2.11)$$

N波中の最大値

通常、それを越えて生ずる確率が丁度 $1/N$ であるような ξ_a を、N波中の最大値と称している。 ξ_a が大きい値をとるとき、このような最大値は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \xi_{\text{max}} &= \sqrt{2 \ln [N \sqrt{1-\epsilon^2}]} \\ N &= N_1 t_d \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

ここに、 t_d は継続時間である。

ただし、実際に生ずる値は確率的にしか評価することができず、上式で与えられるものがただちに設計において、最大値として取り扱ってよいものとは限らない。いかなる値を対象とすべきかは、設計法との関連で定まるものであろう。本報告では、とりあえず波高における通常の最大値と同じ意味で、式(2.12)によるものを使っている。

2.3 計算例で対象とする不規則波

次章以下の計算例では、不規則波として有義波高 5 m に対応する Pierson-Moskowitz のスペクトルを対象とする。ここで、そのようなスペクトルと極値分布について、簡単にまとめておく。

式(2.1)で与えられるスペクトルは $0 \leq \omega \leq \infty$ の範囲に分布しているが、その主要周波数域は限られる。実際計算では、低周波側および高周波側共に、それぞれスペクトルの持つ全エネルギーの 0.2% となる所で省いた。こうした低角周波数側限界 ω_1 および高角周波数側限界 ω_2 は、次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \omega_1 &= \omega_0 / \sqrt{-\frac{\ln(0.002)}{\beta}} \\ \omega_2 &= \omega_0 / \sqrt{-\frac{\ln(0.998)}{\beta}} \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

この場合、

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 0.3764 \text{ rad/sec } (T_1 = 16.69 \text{ sec}) \\ \omega_2 &= 2.810 \text{ rad/sec } (T_2 = 2.236 \text{ sec}) \end{aligned}$$

となる。

スペクトル密度の値は、この周波数帯を 100 等分した 0.02433 rad/sec 間隔の中央で求めた。

図-2.2は、このようにして求めた Pierson-Moskowitz のスペクトルである。これから、前節の諸式を用いて極値分布を求めることができる。図-2.3に、その極大水位

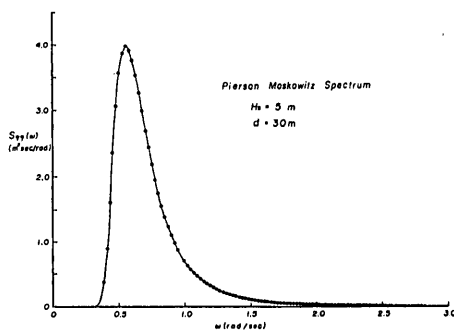


図-2.2 Pierson-Moskowitz のスペクトル ($H_s=5\text{m}$)

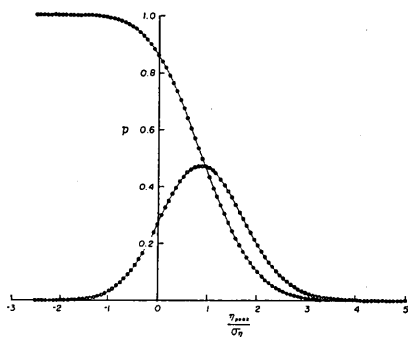


図-2.3 極大水位の確率分布

表-2.1 波浪スペクトルと極大水位の特性値

ϵ	0.705
σ_η	1.25m
最大水位*	4.59m
平均極大水位	1.11m
極大水位の平均周期**	5.77 sec(1247波)
zero-up cross 平均周期**	8.14 sec(885波)

* 継続時間2時間の場合のいわゆる最大値

** () 内は継続時間2時間の場合の波数

の確率密度および超過確率の分布を示す。いくつかの特性値を示すと表-2.1のようになる。

この場合、スペクトルの幅を表わす ϵ は0.70で、継続時間中の極大値の数は1247であり、そのうち負のものが15%を占める。式(2.12)から最大水位を求めれば4.6mとなる。その2倍を最大波高とすれば9.2mとなる。これは、zero-up-crossの波数885波に対するRayleigh分布による最大波高に一致する。

H_{rms} は $\sqrt{8}\sigma_\eta$ で与えられるから3.5mとなる。

3. 直柱に作用する波力

3.1 波力公式

静止円柱に作用する波力は、流体速度の2乗に比例する抗力と加速度に比例する慣性力の和で、次のように与えられる。

$$dF = C_D \frac{w}{2g} Du |u| dz + C_M \frac{w}{g} \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} dz \quad (3.1)$$

ここに、

C_D : 抗力係数

C_M : 慣性力係数

D : 円柱直径

抗力係数は経験的係数で、Reynold数によって値が異

なるが、通常1.0が用いられている。

慣性力係数は、理想流体の速度ポテンシャルを解いて求められる。係数は複素関数となり、その絶対値を C_M とすれば

$$C_M = \frac{4}{\pi kr} \frac{1}{\sqrt{(krJ_0 - J_1)^2 + (krY_0 - Y_1)^2}} \quad (3.2)$$

ここに、

$$k = 2\pi/L$$

$$r = D/2$$

$J_n(kr)$: 第1種ベッセル関数

$Y_n(kr)$: 第2種ベッセル関数

この場合、粒子加速度に対する慣性力の位相の遅れ θ は、

$$\tan \theta = \frac{krJ_0 - J_1}{krY_0 - Y_1} \quad (3.3)$$

で表わされる。

円柱の径が波長に比して小さければ、

$$C_M \rightarrow 2$$

$$\theta \rightarrow 0$$

となる。これが通常用いられている値である。

本報告における計算においては、慣性力のみ対象としたスペクトル解析による計算では、原則として、こうした係数変化を考慮、抗力を含めた波浪シミュレーション波における計算では、対象周波数域がほぼ係数の一定領域にある場合のみ対象としているので、一定値2.0を用いている。

3.2 波力スペクトル

微小振幅波理論では、水面を

$$\eta = a \sin(\omega t - kx - \epsilon) \quad (3.4)$$

と表わして、粒子速度および加速度は次のように与えられる。

$$u = \omega \frac{\cosh kz}{\sinh kd} a \sin(\omega t - kx - \epsilon) \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \omega^2 \frac{\cosh kz}{\sinh kd} a \cos(\omega t - kx - \epsilon) \quad (3.6)$$

ここに、 d は一定水深であり、 z 軸は海底から上向きにとる。 ϵ はランダムな位相差を表わす。

したがって、不規則波を式(3.4)のような成分波の重なり合ったものとして取り扱うならば、慣性力だけの場合には容易に波力スペクトルを求めることができるが、抗力を含めるとその非線型性のため困難となる。

しかし、Borgman(1967)¹²⁾は、確率理論に基づいて抗力を含めた波力スペクトルの理論式を導びいた。日野

(1968)¹³⁾も別な方法で同様な結果を得ている。

ここでは、Borgman による波力スペクトルの第一次近似をとりあげ、後節で具体的計算例を示すことにする。

ある高さzでの波力スペクトル

円柱のある高さzでの単位長さあたりの波力スペクトルの Borgman の第一次近似は、波浪スペクトルから次のように求められる。

$$S_{ff}(\omega) = \left[\sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_u(z) \cdot \phi_D \frac{\omega \cosh kz}{\sinh kd} \right]^2 S_{\eta\eta}(\omega) + \left[\phi_M \frac{\omega^2 \cosh kz}{\sinh kd} \right]^2 S_{\eta\eta}(\omega) \quad (3.7)$$

ここに、

$$\phi_D = C_D \frac{w}{2g} D \quad (3.8)$$

$$\phi_M = C_M \frac{w \pi D^2}{g} \frac{D^2}{4} \quad (3.9)$$

$$\sigma_u^2(z) = \int_0^\infty \left[\frac{\omega \cosh kz}{\sinh kd} \right]^2 S_{\eta\eta}(\omega) d\omega \quad (3.10)$$

Borgman は、抗力および慣性力係数として、最小自乗法で定めた

$$C_D = 1.88$$

$$C_M = 1.73$$

の値を用いて、式(3.7)から求めた波力スペクトルが、実測波力データから直接求めたものと、形の上でよく一致することを示した。

単柱に作用する全波力スペクトル

海底から表面まで積分した単柱に作用する全波力のスペクトルは、次のようになる。

$$S_{FF}(\omega) = \left[\sqrt{\frac{8}{\pi}} \phi_D \frac{\omega}{\sinh kd} \int_0^d \sigma_u(z) \cdot \cosh kz \cdot dz \right]^2 \times S_{\eta\eta}(\omega) + \left[\frac{\omega^2}{k} \phi_M \right]^2 S_{\eta\eta}(\omega) \quad (3.11)$$

式(3.7)および式(3.11)において、右辺第1項は抗力、第2項は慣性力のみに関係する項である。高次近似では、抗力の項に順次高次の項が加わる。

式(3.5)は、波力を

$$dF = \phi_D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_u(z) \frac{\omega \cosh kz}{\sinh kd} a \sin(\omega t - kx - \varepsilon) dz + \phi_M \frac{\omega^2 \cosh kz}{\sinh kd} a \cos(\omega t - kx - \varepsilon) dz \quad (3.12)$$

と表わした場合の波力スペクトルと等しい。これは抗力

$$dF_D = \phi_D u |u| dz \quad (3.13)$$

を

と線型化して取り扱うことに相当する。

3.3 波力スペクトルの計算例

(1) 計算条件

前節で述べた Borgman の波力スペクトル第1近似式を、水深30mでの直径 1.5mの円柱に作用する全波力スペクトルを求める問題に適用してみよう。

波浪条件は、有義波高5mの Pierson-Moskowitz のスペクトルで与える。

抗力の極大値は、流速が極大すなわち水位が極大のときに現われる。実際の全波力は、勿論波力が海底から水位面まで作用している状態のものである。3.1 で述べた通常用いられる抗力係数 1.0 は、こうした作用高について有限振幅性を考慮した場合の値である。これに対しここでは微小振幅波的取り扱いを行なうので、最大波による全波力がほぼ等しくなるように、抗力係数は全成分波に対し一定値 2.0 を用いることにした。

慣性力係数については、この例の対象周波数域では、2.08から1.92の範囲にあるので、やはり全成分波に対し一定値 2.0 を用いた。

(2) 全波力スペクトル

図-3.1に波浪スペクトルおよび波力伝達関数(2乗)、図-3.2に全波力スペクトルを示す。これらの図で、抗力

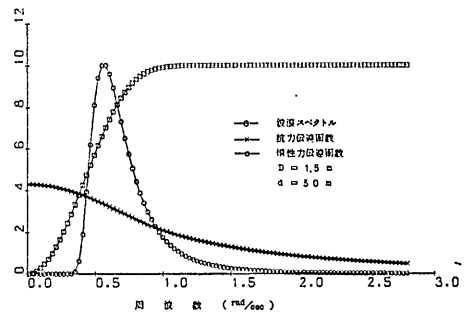


図-3.1 波浪スペクトルと波力伝達関数(2乗)

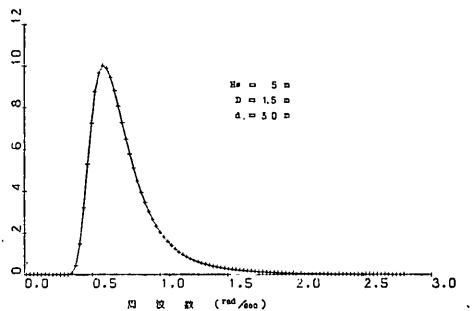


図-3.2 全波力スペクトル

伝達関数を除いて、縦軸の最大値がそれぞれ10になるように変換している。抗力伝達関数は慣性力伝達関数と同じ縦尺で描いてある。

式 (3.11) からわかるように、全波力スペクトルは、波浪スペクトルに抗力および慣性力の伝達関数の2乗を乗じた和で与えられる。したがって、これらの伝達関数の分布から、波力スペクトルの中に占める抗力と慣性力の比重を知ることができる。

図-3.1によれば、 $\omega=0.38$ ($T=16.5$ 秒)より低周波数側では抗力が卓越、それより高周波数側では慣性力が卓越していることになる。

波浪スペクトルと波力スペクトルは、類似していることが認められる。

なお、これらのスペクトルは、対象周波数域を0~5 ω_{max} としている。この高周波側限界は、前章式(2.13)で得られるものとはほぼ等しい。

3.4 波力の極値分布に対する考察

前節で波力スペクトルを求めたが、そのままの形では一体どれくらいの大さきの波力が生じているのかわからない。線型問題では、前章に示した水位変動に対する求め方と同様に取り扱うことができるが、一般に波力では抗力の非線型のため、そのまま適用できない。

Pierson と Holmes (1965)¹⁴⁾ は、波力の確率分布を速度と加速度が各々正規分布することから、その結合分布として求めており、波力の分布は正規分布とならないことを指摘している。ただし、これは波力の各時刻値の確率分布であり、波高分布のような極値波力の分布は示していない。

ところで、Borgmanの波力スペクトル第1近似では、抗力を式 (3.13) に示すように線型化して取り扱っているわけであるから、その限りでは2.2で述べた極値分布を求める方法が適用できるわけである。ただしこの場合は、抗力に関して、 $u_{rms} \cdot u$ に比例した極値分布を求めることになる。

前節で求めた波力スペクトルから、このような極値波力の分布を求め、その特性値を示すと表-3.1のようになる。ここに、最大波力 17.4 ton は、継続時間を2時間とした場合の値である。

これを不規則波中の最大波単一によるものと比較してみよう。最大波としては、波高 9.2m, 周期11秒(波力スペクトルのピークに対応する周期)の波を考える。

表-3.2に、慣性力、抗力、各々の計算結果も合わせて比較を示す。ここに、最大波単一による波力は、波力スペクトルにおけると同様な取り扱いで比較するため、微

表-3.1 波力スペクトルと極大波力の特性値

ϵ	0.691
σ	4.72 ton
最大波力*	17.4 ton
平均極大波力	4.3 ton
極大波力の平均周期**	5.8 sec (1248)
zero-up cross 平均周期**	8.0 sec (902)

* 継続時間2時間の場合のいわゆる最大値
** () 内は継続時間2時間の場合の波数

表-3.2 最大波力 (単位 ton)

	(F_M) max	(F_D) max	(F_T) max
最大波による波力*	14(15)	24(28)	26(30)
波力スペクトルから求めた最大波力	15	9	17

* () 内は有限振幅の特性を考慮した値

小振幅波としての値であるが、参考のため合田¹⁵⁾による有限振幅の特性を考慮した結果の値も () 内に記してある。この場合の抗力係数は1.0である。

この比較では、慣性力については両者よく一致しているが、抗力については、スペクトル第1近似から求めたものが、かなり小さい値となっていることが認められる。そのため、合成最大波力も同様な傾向にある。

次に、不規則波中の $H_{rms}=3.5$ m による波力と、波力スペクトルによる極大波力の root mean square と比較すれば、表-3.3のようになる。 H_{rms} に対する周期は平均周期をとって8秒とした。この場合、最大波によるもの程両者に違いはない。

表-3.3 Root Mean Square 極大波力 (単位 ton)

	(F_M) max	(F_D) max	(F_T) max
H_{rms} による波力*	7.1(6.7)	2.7(1.9)	6.1(6.7)
波力スペクトルから求めた F_{rms}	5.7	3.5	6.7

* () 内は有限振幅の特性を考慮した値

こうしたことは、抗力を $\phi D u_{rms} \cdot u$ と線型化したことによる当然の帰結であり、たとえスペクトルの形がかなり合うとしても、工学的に重要な最大値を問題とする場合には、妥当な取り扱いではないと言えよう。高次の項まで含めた厳密な取り扱いには、はなはだ煩雑となる。

こうした問題に対して有効な方法が、波浪シミュレーション法による研究であり、それによる結果については

後章で述べる。

4. スペクトル解析法による波力応答計算

前章で単柱に作用する全波力スペクトルを示したが、本章ではプラットフォームのような柱状構造物のスペクトル解析手法による波力応答計算例を示す。これは第1章で述べたように、波力に対する構造計算における不規則、動的取り扱いの特性を把握するため、問題を線型化して行なうものである。

波力については、慣性力のみ考慮している。このような取り扱いは、波高に比し直径の大きい大水深柱状構造物では、もともと抗力が慣性力に比べ無視できるから許容されるが、ここではそうした意味から抗力を無視するわけではない。

4.1 計算で対象とする柱状構造物

水深30mの海域における基本的な柱状構造物を考えることにする。構造は図-4.1に示す如く、4本の根入れ鋼管と上部工から成る。計算上、上部工は完全に剛であり鋼管杭はそれに剛結されているものとする。4本の柱は間隔20mの正方形配置である。

このような構造を採択したのは、不規則、動的取り扱いの特徴がよく出るような簡単な柱状構造物ということからである。

上部工は波力が作用しないように、十分高いものとする。根入れ部分の長さは十分長くとり、長杭と見なす。

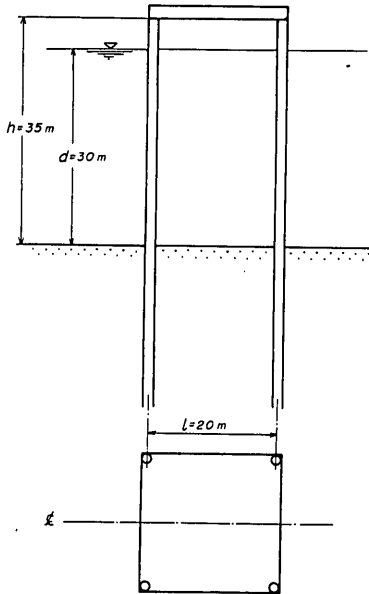


図-4.1 想定柱状構造物

4.2 計算の方法

1.2 で述べた以外に、次のような取り扱いを行なう。

- 1) 波は単一方向不規則波とし、柱列の一方方向に一致するものとして計算を行なう。したがって、斜め入射の場合考慮しなければならない振れ運動は含まれない。
- 2) 動的取り扱いでは、上部工の質量のみ考慮して、かつ基本振動のみを考える。
- 3) 上部工重量等による軸方向力の曲げモーメントは無視する。

計算式は、波力が分布荷重であることと、各柱で位相差を持つことのため、かなり複雑なものとなる。ここでは、基本式のみ記すことにする。

海底面を $z=0$ として、鉛直上向きに z 軸をとる。撓み y についての弾性方程式は、波力を $f(x, z, t)$ で表わして、次のようになる (図-4.2参照)。

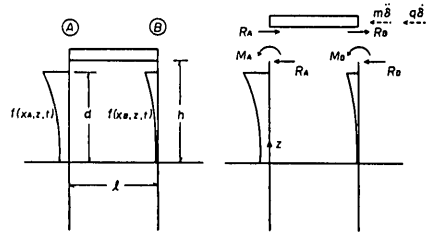


図-4.2 構造計算

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{1}{EI} f(x, z, t), \quad h \geq z \geq 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{d^4 g}{dz^4} = -\beta^4 y, \quad z \leq 0 \quad (4.2)$$

ここに、

$$\beta = \left(\frac{E_s}{4EI} \right)^{1/4} \quad (4.3)$$

で、 E_s は地盤の弾性係数、 EI は鋼管の曲げ剛性である。

これらの弾性方程式を、上端埋込み条件等の境界条件および次式で与えられる上部工の釣合条件のもとに解けばよい。

$$R_A + R_B = m \frac{d^2 \delta}{dt^2} + q \frac{d \delta}{dt} \quad (4.4)$$

ここに、

R_A, R_B : 柱AおよびB柱頭の反力

m : 上部工質量

q : 部材の粘性抵抗係数

δ : 上部工変位

結果は極めて複雑になるので省略するが、最終的には

不規則波を構成する一成分波に対して、上部工変位 δ や曲げモーメント M が次の形で求められる。

$$\delta = T_{\delta}(\omega) \cdot a \cdot \sin(\omega t - \varepsilon_1) \quad (4.5)$$

$$M = T_M(\omega; z) \cdot a \cdot \sin(\omega t - \varepsilon_2) \quad (4.6)$$

ここに、 $T_{\delta}(\omega)$ および $T_M(\omega; z)$ は、それぞれ変位および曲げモーメントに対する伝達関数と呼ばれるものである。

こうした伝達関数がわかれば、変位スペクトル $S_{\delta\delta}$ やある高さ z での曲げモーメントスペクトル S_{MM} が、波浪スペクトルから次のように求まる。

$$S_{\delta\delta}(\omega) = [T_{\delta}(\omega)]^2 S_{\eta\eta}(\omega) \quad (4.7)$$

$$S_{MM}(\omega) = [T_M(\omega)]^2 S_{\eta\eta}(\omega) \quad (4.8)$$

このようなスペクトル密度関数が求まれば、2.2 で述べた方法を用いて、設計において実際に必要な極値の分布を知ることができる。

4.3 構造物全体に作用する応力

構造計算例を示す前に、構造物全体に作用する波力について説明しておく。このような全波力は、構造計算における上部工伝達力の中に現われる。

一本の柱に作用する一成分波による全波力は、全慣性力のみ考えているから次のようになる。

$$F = T_F(\omega) a \sin(\omega t - kx - \varepsilon) \quad (4.9)$$

ここに、

$$T_F(\omega) = \phi_M \frac{\omega^2}{k} \quad (4.10)$$

は、全慣性力の伝達関数である。

$x = x_A$ および $x = x_B$ による2本柱に作用する波力の合力は、各々の柱に作用する全波力の和であるから、

$$\begin{aligned} F_s &= T_F(\omega) a \left[\sin(\omega t - kx_A - \varepsilon) + \sin(\omega t - kx_B - \varepsilon) \right] \\ &= T_{MP}(\omega) \cdot T_F(\omega) a \sin\left(\omega t - k \frac{x_A + x_B}{2} - \varepsilon\right) \end{aligned} \quad (4.11)$$

ここに、

$$T_{MP}(\omega) = 2 \cos k \frac{x_B - x_A}{2} \quad (4.12)$$

であり、これは柱間間隔と波長のみに関係する関数で、式(4.11)でわかるように構造物全体に作用する波力の振幅は、単柱に作用する波力振幅にこれを乗じたものに等しくなるから、2本柱波力伝達関数と呼ぶことにする。

これは、

$$\frac{kl}{2} = n\pi \quad (4.13)$$

すなわち、

$$l = nL, \quad (n=0, 1, 2, \dots)$$

の場合、両柱に作用する波力は同位相となって、合力は単柱全波力の2倍となり、

$$\frac{kl}{2} = \frac{\pi}{2} (2n+1) \quad (4.14)$$

すなわち、

$$l = \left(n + \frac{1}{2}\right)L, \quad (n=0, 1, 2, \dots)$$

の場合、両端に作用する波力は逆位相となって、合力は零になることを示している。柱の数が多く場合でも、同様な多柱波力伝達関数を求めることができる。

単柱に作用する全波力スペクトル S_{FF} は、

$$S_{FF}(\omega) = [T_F(\omega)]^2 S_{\eta\eta}(\omega) \quad (4.15)$$

構造物全体に作用する全波力スペクトル $S_{F_s F_s}$ は、

$$S_{F_s F_s}(\omega) = [T_{MP}(\omega)]^2 S_{FF}(\omega) \quad (4.16)$$

のように求められる。

4.4 計算に使用する諸数値

鋼管

ヤング率 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

直径 $D = 150 \text{ cm}$

肉厚 $b = 2.0 \text{ cm}$

地盤上高さ $h = 35 \text{ m}$

上部重量

$W = 1,000 \text{ ton}$ (ただし、全重量。面内計算では2本柱に対し、その半分の500 tonを考慮。)

減衰定数

$\zeta = q/q_{cr} = 0.05$ (q_{cr} : 臨界粘性抵抗係数, パネ定数を C として $2\sqrt{Cm}$ で与えられる。)

地盤の横方向反力係数

$K = 3.5 \text{ kg/cm}^3$ (地盤の弾性係数とは、 $E_s = KD$ の関係にある。)

慣性力係数

$C_M = 2.0$

波浪条件

$H_s = 5.0 \text{ m}$ の Pierson-Moskowitz のスペクトル

継続時間

$t_d = 2 \text{ 時間}$

4.5 計算結果*

(1) 全波力スペクトル

図-4.3に単柱全波力スペクトルと2本柱波力伝達関数(2乗)を示す。2本柱波力伝達関数では、式(4.13)から

* 本節における計算は、前章におけると同様、対象角周波数域を $0 \sim 5 \omega_{\max}$ としたものであり、結果の図は全て最大値が10となるように換算して示してある。

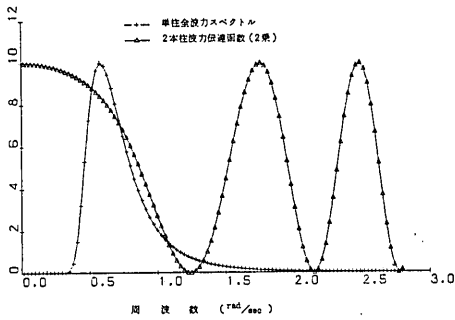


図-4.3 単柱全波力スペクトルと2本柱波力伝達関数

わかるように波長が ∞ ($\omega=0$), 20m ($\omega=1.76$), 10m ($\omega=2.49$) でピーク, 式 (4.14) から同様に 40m ($\omega=1.24$), 8m ($\omega=2.15$), 5.7m ($\omega=2.77$) で零になっていることが認められる。

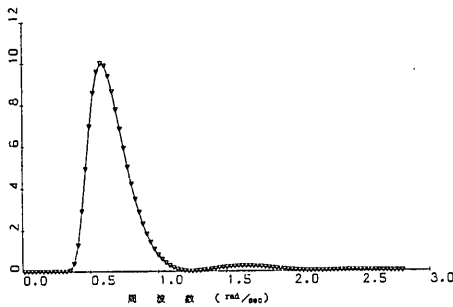


図-4.4 2本柱全波力スペクトル

図-4.4に, 2本柱に作用する全波力の合力スペクトルを示してある。これは, 式 (4.16) からわかるように単柱全波力スペクトルと2本柱波力伝達関数の2乗の積であり, 伝達関数の特性によって, 三つのピークが認められるが, 単柱全波力スペクトルの特性によって第1のもの ($\omega=0.58$ rad/sec) のみが顕著である。

波浪条件と柱間隔の組み合わせによっては, このような構造物全体に作用する波力スペクトルは, この図とはかなり違ったものとなる。

(2) 上部工変位

変位スペクトルは, 式 (4.7) のように波浪スペクトルに変位伝達関数の2乗を乗じて求められる。図-4.5に, その伝達関数を波浪スペクトルと共に示し, 図-4.6に変位スペクトルを示す。

変位伝達関数は, 次のかたちで与えられる。

$$T_{\delta}(\omega) = G(\omega) \delta_{st}(\omega) \quad (4.17)$$

ここに,

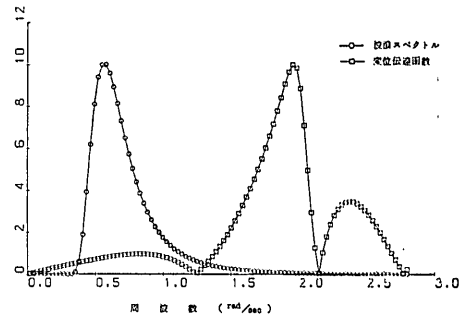


図-4.5 波浪スペクトルと変位伝達関数

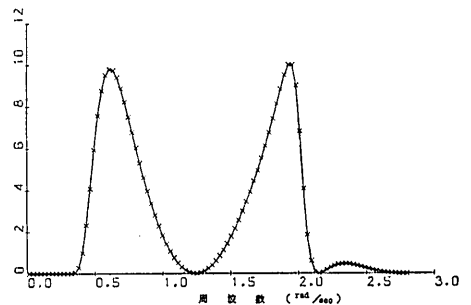


図-4.6 変位スペクトル

$$G(\omega) = \frac{1}{\left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 \right]^{1/2}} \quad (4.18)$$

δ_{st} : 単位振幅成分波による静的変位

$\omega_n = \sqrt{\frac{C_2}{m}}$: 非減衰固有角振動数

$C_2 = 2 \frac{12EI}{h^3} \frac{(\beta h)^3}{(\beta h + 1)^3 + 2}$: 2本柱のパネ定数

$\zeta = q/(2\sqrt{C_2 m})$: 減衰定数

$G(\omega)$ は, 静的変位に対する増幅率を表わす。

今の計算例では,

$$\omega_n = 2.08 \text{ rad/sec } (T_n = 3.0 \text{ sec})$$

$$C_2 = 208 \text{ ton/m}$$

である。

図-4.7に静的変位スペクトルと変位増幅率および動的変位スペクトルを示す。静的変位スペクトルは, 構造物全体に作用する全波力に支配されるため, そのスペクトルに類似している。動的変位スペクトルでは, $G(\omega)$ で表わされる動的効果のため, 固有振動数 ($\omega_n=2.08$) 附近が著しく増幅され, 顕著な二つのピークを持つスペクトルとなる。これからみて, 動的効果を見逃すことは明らかである。

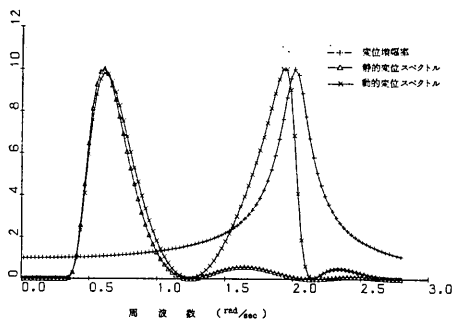


図-4.7 変位増幅率と静的および動的変位スペクトル

表-4.1 変位スペクトルと極大変位の特性

	動的計算	静的計算
ϵ	0.625	0.764
σ	2.83cm	1.84cm
最大変位*	10.9 cm	6.8 cm
平均極大変位	2.8 cm	1.5 cm
極大変位の平均周期**	3.5 sec (2044)	4.9 sec (1460)
zero-up cross 平均周期**	4.5 sec (1596)	7.6 sec (942)

* 継続時間2時間の場合のいわゆる最大値

** () 内は継続時間2時間の場合の波数

変位スペクトルから求めた変位極大値の確率分布の特性値を、静的な場合と比較して表-4.1に示す。最大変位は、静的に計算した場合 6.8cm、動的な場合には 10.9 cm となり、約 1.6 倍に増幅される。

(3) 柱頭応力

縁応力は、曲げモーメントを断面係数で除して求められるから、応力スペクトルは曲げモーメントと同じかたちを持つ。したがって、柱頭応力スペクトルは、式(4.8)に相似に、波浪スペクトルに柱頭応力伝達関数の2乗を乗じて求められる。

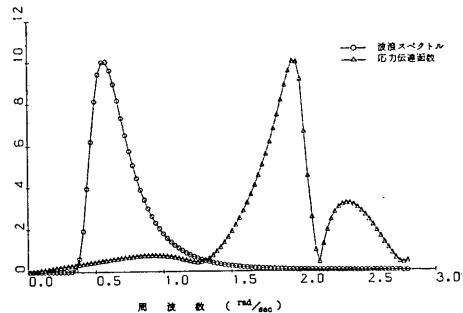


図-4.8 波浪スペクトルと柱頭応力伝達関数

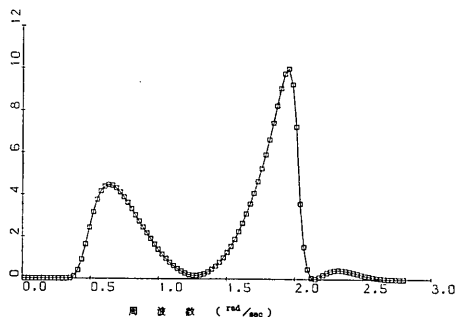


図-4.9 柱頭応力スペクトル

図-4.8に、その柱頭応力伝達関数を波浪スペクトルと合わせて示し、図-4.9に柱頭応力スペクトルを示す。ここでも、変位スペクトルのように2つの顕著なピークが認められるが、第1のものが相対的にかなり小さくなる。そこでは ($\omega=0.6$ rad/sec 附近) その柱に作用する波力による応力と他の柱に作用する波力による応力がそれぞれ位相差をもって生ずるため、消し合い効果ができたことによる。応力伝達関数は、そのような位相差のため簡単なかたちで表わすことができない。

応力スペクトルおよび極大応力の諸特性値を、静的計算によるものと合わせて表-4.2に示す。静的計算の最大応力は 560kg/cm² で、静的計算の場合の約2倍となる。

表-4.2 応力スペクトルと極大応力の特性

	動的計算	静的計算
ϵ	0.536	0.747
σ	145 kg/cm ²	76.8 kg/cm ²
最大応力*	556 kg/cm ²	286 kg/cm ²
平均極大応力	153 kg/cm ²	64.1 kg/cm ²
極大応力の平均周期**	3.4 sec (2094)	4.7 sec (1532)
zero-up cross 平均周期**	4.1 sec (1768)	7.1 sec (1019)

* 継続時間2時間の場合のいわゆる最大値

** () 内は継続時間2時間の場合の波数

(4) 最大応力の柱軸方向分布

柱頭で求めたような応力スペクトルおよび極値分布を柱軸に沿って各高さで求めることができる。そのようにして求めた最大応力の分布を、静的計算の場合と比較して図-4.10に示す。

応力は、海底附近と柱頭で大きい。動的効果は全体に認められるが、特に柱頭において著しい。

4.6 種々の有義波高による計算

前節の計算結果から、構造物の固有周期3秒が、波浪

柱状構造物の波力応答計算

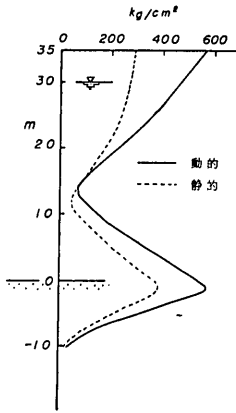


図-4.10 最大応力の柱軸方向分布

スペクトルのピークを与える11秒からかなり離れた一見無視できそうなところにあるにもかかわらず、動的効

果が顕著に生ずることが認められた。そこで、ここでは波群の主要周波数域を、構造物の固有周波数に近づけた計算を行なう。

Pierson-Moskowitzのスペクトルは、スペクトル密度の分布は有義波高の大きさにより決まるから、そのためには有義波高を変えればよい。小さい有義波高を与えれば、主要周波数域は高周波側に移る。

ここでは、それを5m、3m、2m、1m、0.5mと変化させて、計算を行なった。対象とする周波数域は、両側エネルギー量が全体の0.2%となる所で切って、その内側域のみ有効とした。表-4.3に、そうして求めた限界角周波数とスペクトルピーク点での角周波数、およびそれらに対応する周期、波長、スペクトルの式における風速 $U_{19.5}$ を示している。

表-4.3 諸定数

H_s (m)	$U_{19.5}$ (m/sec)	ω_1 (rad/sec)	ω_2 (rad/sec)	T_1 (sec)	T_2 (sec)	L_1 (m)	L_2 (m)	ω_{max} (rad/sec)	T_{max} (sec)	L_{max} (m)
5.0	15.3	0.376	2.81	16.7	2.24	256	7.87	0.562	11.2	161
3.0	11.9	0.486	3.67	12.9	1.73	187	4.72	0.726	8.66	110
2.0	9.67	0.595	4.44	10.6	1.41	142	3.15	0.889	7.07	76
1.0	6.84	0.842	6.28	7.47	1.00	80.1	1.57	1.26	5.00	39
0.5	4.84	1.19	8.89	5.28	0.707	40.8	0.787	1.78	3.54	20

このように有義波高3m以下では、対象波長も短くなり、もはや慣性力係数を各周波数にわたり一定とは見なせない。本計算では $H_s=5m$ の場合も含めて、慣性力係数として式(3.2)で与えられる値を用いた。図-4.11は、このような係数の変化と各計算ケースの対象範囲を示している。

図-4.12は、各ケース毎の波浪全エネルギー ($E_{\eta\eta}$) に対する波力、変位および応力の全エネルギー (E_{FF} , $E_{\delta\delta}$ および $E_{\sigma\sigma}$) の比を、各波浪全エネルギーと $H_s=5m$ の

場合の波浪全エネルギーの比に対して示したものである。ここに、全エネルギーとは、スペクトル密度を対象

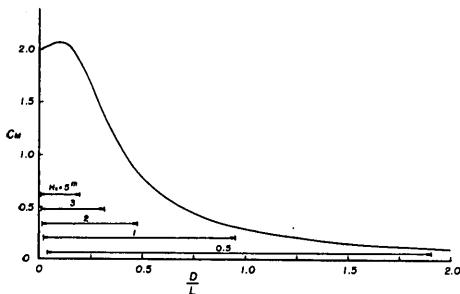


図-4.11 慣性力係数と計算対象域

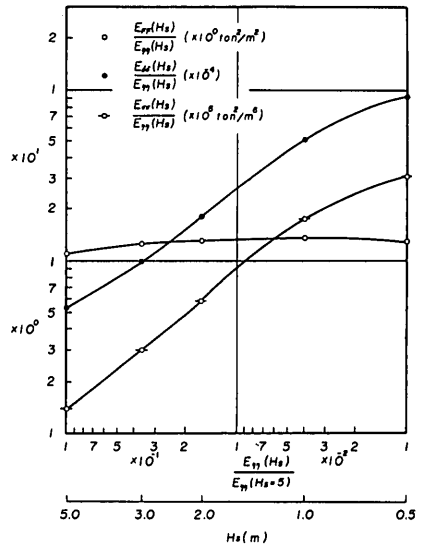


図-4.12 種々の有義波高に対する全エネルギーの変化

角周波数内で積分した値としている。

有義波高を小さくしていけば、 $E_{\eta\eta}$ はその2乗に比例して小さくなる。 E_{FF} の $E_{\eta\eta}$ に対する比は、この場合はほぼ一定である。 $E_{ss}/E_{\eta\eta}$ および $E_{\sigma\sigma}/E_{\eta\eta}$ は、有義波高を小さくすると共に極めて大きくなっている。これは、波浪の主要周波数域が構造物の固有周波数に近づくため動的増幅の効果が顕著に現われることによる。

図-4.13は、 $H_s=5m$ の値を基準とした場合の波力、変位および応力の極大値の1/3最大平均値を示したものである。動的効果は顕著であるが、もともとの波浪全エネルギー、従って波力全エネルギーが有義波高を小さくするにつれて減っていくため、変位、応力の絶対値は減少していることが認められる。

表-4.4に、各スペクトルについての特性値をまとめて示しておいた。

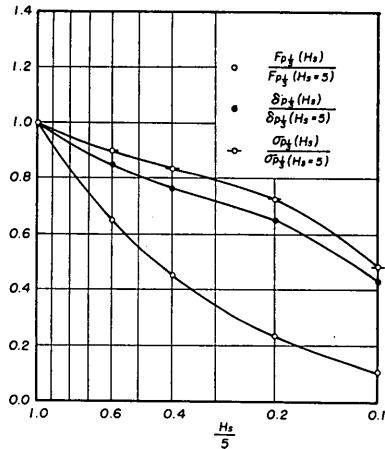


図-4.13 種々の有義波高に対する1/3最大平均値の変化

表-4.4 スペクトルおよび極大値の特性

スペクトルの種類	有義波高 $H_s(m)$	ϵ	標準偏差 σ	最大値	極大値			zero-up-cross
					平均値	1/3平均値	平均周期*(sec)	平均周期*(sec)
波浪スペクトル	5	0.704	1.246m	4.591m	1.109m	2.173m	5.77 (1247)	8.14 (885)
	3	0.704	0.778	2.806	0.665	1.304	4.47 (1610)	6.30 (1143)
	2	0.704	0.499	1.897	0.444	0.869	3.65 (1971)	5.15 (1399)
	1	0.704	0.249	0.971	0.222	0.435	2.58 (2788)	3.64 (1979)
	0.5	0.704	0.125	0.497	0.111	0.217	1.83 (3942)	2.57 (2799)
波力スペクトル	5	0.694	4.102 ton	14.46 ton	3.646 ton	7.074 ton	5.51 (1308)	7.65 (942)
	3	0.683	2.621	9.85	2.400	4.605	4.49 (1601)	6.15 (1170)
	2	0.658	1.803	6.86	1.702	3.194	3.89 (1852)	5.16 (1395)
	1	0.587	0.913	3.55	0.926	1.648	3.10 (2326)	3.82 (1883)
	0.5	0.499	0.443	1.75	0.481	0.814	2.51 (2866)	2.90 (2484)
変位スペクトル	5	0.617	2.87cm	11.04cm	2.83cm	5.15cm	3.51 (2049)	4.47 (1612)
	3	0.455	2.36	9.15	2.63	4.36	3.40 (2116)	3.82 (1885)
	2	0.327	2.11	8.21	2.49	3.94	3.34 (2153)	3.54 (2034)
	1	0.217	1.78	6.98	2.19	3.37	3.28 (2193)	3.36 (2140)
	0.5	0.212	1.19	4.67	1.46	2.25	3.18 (2261)	3.26 (2210)
応力スペクトル	5	0.529	147.3 kg/cm ²	569.9 kg/cm ²	156.7 kg/cm ²	269.1 kg/cm ²	3.44 (2096)	4.05 (1779)
	3	0.392	130.0	506.4	149.9	242.3	3.37 (2137)	3.66 (1966)
	2	0.295	119.9	468.4	143.6	225.4	3.33 (2161)	3.49 (2065)
	1	0.204	104.6	406.2	127.2	196.0	3.28 (2195)	3.35 (2149)
	0.5	0.194	69.8	273.8	85.5	131.9	3.19 (2254)	3.26 (2211)

* () 内は継続時間2時間の場合の波数

5. 波浪シミュレーション法による波力応答計算

5.1 波浪および波力のシミュレーション

Pierson-Moskowitzのスペクトルから、不規則波の波形および波力をシミュレートする。

柱状構造物の波力応答計算

不規則波形は N 個の成分波の和として、次のように与えられる。

$$\eta(x, t) = \sum_{n=1}^N \sqrt{2S_{\eta\eta}(\omega_n)} \cdot \Delta\omega_n \cdot \sin(\omega_n t - k_n x - \varepsilon_n) \quad (5.1)$$

ここに、

$$\omega_n^2 = k_n g \tanh k_n d \quad (5.2)$$

および、

ε_n : $-\pi \sim \pi$ に一様確率でランダムに分布する位相角

スペクトル周波数域の分割の方法には種々のものがある。一般に、次の2条件が満足されるものが望ましい。

- 1) 各成分波が他のものの倍周波数成分とならないこと。
- 2) 著るしく大きい振幅を有した成分がないこと。

この2つの条件を同時に満足するものとして、各成分波の振幅が等しくなるように分割する方法がある¹⁶⁾。この方法は、波浪のシミュレーションそれ自体を考える場合には、簡単でよい方法であるので、次に示しておく。

等エネルギーに分割した成分波の振幅を a とすれば、Pierson-Moskowitzのスペクトルを用いて、式(5.1)は次のようになる。

$$\eta(x, t) = a \sum_{n=1}^N \sin(\omega_n t - k_n x - \varepsilon_n) \quad (5.3)$$

ここに、

$$a = \left\{ 2 \frac{1}{N} \frac{\alpha g^2}{4\beta} \omega_0^{-4} \right\}^{1/2} \quad (5.4)$$

各分割域の代表角周波数 ω_n は、等分割エネルギーを等分するような角周波数に選定するのも一方法である。この場合次式で与えられる。

$$\omega_n = \beta^{1/4} \omega_0 \{ \ln 2N - \ln(2n-1) \}^{-1/4} \quad (5.5)$$

しかしこの方法は、応答特性が入ってくる場合必ずしも適切とは言えない。すなわち、構造物の固有周波数付近では、著るしい増幅効果が生ずるが、そうした応答効果の比重の違いが考慮されていない。

そこで、ここでは周波数域を一応 $\Delta\omega$ で等分割し、代表周波数をその中で一様確率ランダムに選定する方法を採用した。実際計算で対象とする角周波数域は、2.3で述べた如く、低周波数および高周波数側それぞれ全エネルギーの0.2%を省いた $\omega_1 \sim \omega_2$ の間である。

この場合、 n 番目の成分波の振幅は次のように与えられる。

$$a_n = \sqrt{2 \int_{(n-1)\Delta\omega}^{n\Delta\omega} S_{\eta\eta}(\omega) d\omega} \quad (5.6)$$

ここに、

$$\Delta\omega = \frac{\omega_2 - \omega_1}{N} \quad (5.7)$$

したがって、不規則波形は

$$\eta(x, t) = \sum_{n=1}^N a_n \sin(\omega_n t - k_n x - \varepsilon_n) \quad (5.8)$$

を計算してシミュレートされる。

この場合、粒子速度および加速度については、次のようになる。

$$u(x, z, t) = \sum_{n=1}^N a_n \omega_n \frac{\cosh k_n z}{\sinh k_n d} \sin(\omega_n t - k_n x - \varepsilon_n) \quad (5.9)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} u(x, z, t) = \sum_{n=1}^N a_n \omega_n^2 \frac{\cosh k_n z}{\sinh k_n d} \times \cos(\omega_n t - k_n x - \varepsilon_n) \quad (5.10)$$

一方、円柱に作用する単位長あたりの波力は、式(3.1)で示した如く、次のように与えられる。

$$f(x, z, t) = \phi_D u |u| + \phi_M \frac{\partial u}{\partial t} \quad (5.11)$$

したがって、これに式(5.9)、(5.10)で与えられる u と $\partial u / \partial t$ を用いれば、不規則波による波力が求められる。

5.2 対象とする柱状構造物と計算の方法

計算例では、前章で扱ったものと同様4脚柱構造物を対象とする。取り扱い方についても、4.2で述べたものと同様である。ただし、この場合図-5.1に示すように、柱は海底で固定されているものとする。

以下、計算で直接使用する関係式のみ記す。

柱 AA' 上下端での反力 $R_A, R_{A'}$ および曲げモーメント $M_A, M_{A'}$ は、上部工水平変位 δ を未知数として、それぞれ次のようになる。

$$R_A = -\frac{12EI}{h^3} \delta + \int_0^d \left\{ -2 \left(\frac{z}{h} \right)^3 + 3 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right\} \times f(x_A, z, t) dz \quad (5.12)$$

$$R_{A'} = \frac{12EI}{h^3} \delta + \int_0^d \left\{ 2 \left(\frac{z}{h} \right)^3 - 3 \left(\frac{z}{h} \right)^2 + 1 \right\} \times f(x_A, z, t) dz \quad (5.13)$$

$$M_A = \frac{6EI}{h^2} \delta - \int_0^d \left\{ - \left(\frac{z}{h} \right)^3 + \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right\} \times h f(x_A, z, t) dz \quad (5.14)$$

$$M_{A'} = -\frac{6EI}{h^2} \delta - \int_0^d \left\{ \left(\frac{z}{h} \right)^3 - 2 \left(\frac{z}{h} \right)^2 + \left(\frac{z}{h} \right) \right\} \times h f(x_A, z, t) dz \quad (5.15)$$

ここに、 $f(x_A, z, t)$ は柱 AA' に作用する波力であり、反力や曲げモーメントは、図-5.2に示す方向を正とす

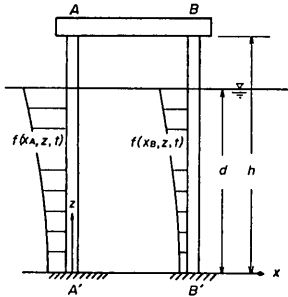


図-5.1 対象とする柱状構造物

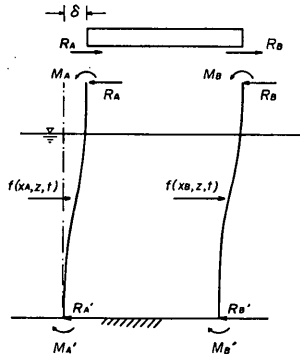


図-5.2 構造計算

る。

柱 BB' についても同様な式となる。

したがって、上部工の釣合条件式(4.4)から、変位 δ に関し次式が得られる。

$$\frac{d^2\delta}{dt^2} + 2\zeta\omega_n \frac{d\delta}{dt} + \omega_n^2\delta = p_H(t) \quad (5.16)$$

ここに、

$$\zeta = q/(2\sqrt{C_2 m})$$

$$\omega_n = \sqrt{C_2/m}$$

$$C_2 = 2 \frac{12EI}{h^3}$$

$$p_H(t) = P_H/m$$

$$P_H(t) = \int_0^d \left\{ -2\left(\frac{z}{h}\right)^3 + 3\left(\frac{z}{h}\right)^2 \right\} \times [f(x_A, z, t) + f(x_B, z, t)] dz \quad (5.17)$$

式(5.16)は、通常の振動方程式であり、作用する波力がわかれば起振力 $P_H(t)$ が式(5.17)により求められるから、逐次数値計算を行なうことによって解くことができる。逐次計算にあたっては、通常の Runge-Kutta Gill 法では計算時間が長くなるため計算時間間隔 Δt 毎に4点で与えられる起振力を三次曲線で近似し、それに対する解析解を利用して進めていく方法を採用した。類似の計算方法は、地震動に対する応答計算の際にも使用されている。

変位 δ が求まれば、式(5.12)~(5.15)から反力および曲げモーメントが計算できる。柱軸に沿う値も計算できるが、ここでは最大曲げモーメントは柱端で生じるので、行なわない。

5.3 計算に用いる諸数値

計算に用いた波浪シミュレーションのための諸数値は以下のとおりである。

$$H_s = 5\text{m}$$

$$\omega_1 = 0.3764 \text{ rad/sec}$$

$$\omega_2 = 2.810 \text{ rad/sec}$$

$$N = 50$$

$$\Delta\omega = 0.04867 \text{ rad/sec}$$

構造上の諸数値は、第4章におけるものと地盤条件を除いて同じである。この場合の固有角振動数 ω_n およびバネ定数 C_2 は、次のような値となる。

$$\omega_n = 2.42 \text{ rad/sec} \quad (T_n = 2.6 \text{ sec})$$

$$C_2 = 299 \text{ ton/m}$$

固有周期は、海底固定という条件のため、砂地盤根入れの場合より短くなっている。

式(5.12)~(5.15)および式(5.17)における波力に関する z 方向積分は、水深30mを3m毎に10分割して、数値的に行なった。

5.4 計算結果とその検討

計算は、上部工の水平変位に関し、次の初期条件から出発した。

$$t=0 \text{ で、} \left. \begin{array}{l} \delta = 0 \\ \frac{d\delta}{dt} = 0 \end{array} \right\} \quad (5.18)$$

計算時間間隔 Δt は次の値を用いている。

$$\Delta t = \frac{2\pi}{\omega_2} / 12 = 0.1886 \text{ sec}$$

総計算時間は7500秒、そのうち計算開始後300秒は初期条件の影響を避けるため除き、丁度7200秒を有効計算とした。以下、順次計算結果を示し、若干の考察を行なう。

(1) 発生波の特性

図-5.3は、有義波高5mの Pierson-Moskowitz のスペクトルと波浪シミュレーションのため50周波数成分に

柱状構造物の波力応答計算

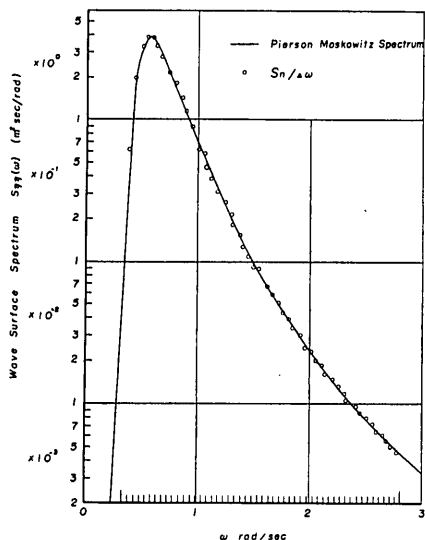


図-5.3 Pierson-Moskowitz スペクトルの離散化分割したスペクトルを示す。代表角周波数を $\Delta\omega$ 内に一様乱数で選定しているため、その間隔および密度がばらばらになっていることが認められる。

図-5.4は、シミュレーションにより発生させた柱AA'における水位データからスペクトルを求め、元の Pierson-Moskowitz のスペクトルと比較したものである。スペクトル密度の計算は、 $\Delta t=0.1886$ 秒毎のデータ総数 20,000 個を用いて、推定誤差の標準偏差を $\sqrt{0.0135}$ として行なった。この場合、スペクトル分解幅は 0.124 rad/sec となる。こうして求めたスペクトルは、高周波数域に若干の振動が生じているが、全体的には元のスペクトルとよく合っている。

次に、極値の種々の特性を検討する。

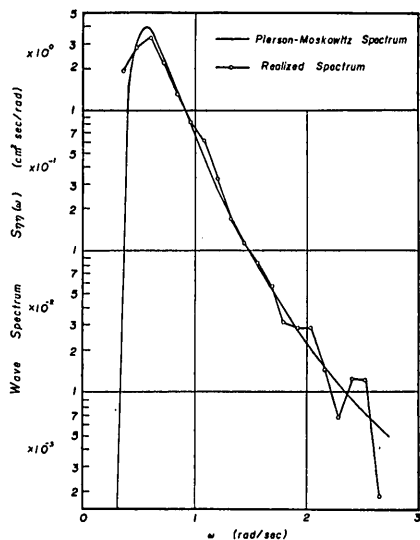


図-5.4 実現水位スペクトル

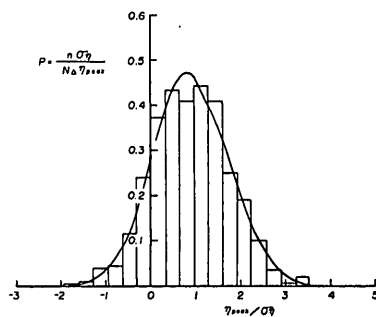


図-5.5 極大水位の確率分布

図-5.5は、実現波形の極大水位確率分布を標準化して示したものである。同図には、2.2 で述べた方法によ

表-5.1 水位スペクトルと極大水位の特性値

	実 現 値	実現スペクトル	Pierson-Moskowitz のスペクトル
ϵ		0.696	0.704
標準偏差 σ	1.24m	1.29m	1.25m
有義波高 H_s	4.71m	4.97m	5.00m
最大水位*	4.32m	4.58m	4.59m
平均極大水位	1.11m	1.12m	1.11m
極大水位の平均周期**	5.80 sec (1241)	5.81 sec (1238)	5.77 sec (1247)
zero-up-cross 平均周期**	8.23 sec (875)	8.35 sec (863)	8.14 sec (885)

* 継続時間 2 時間の最大値

** () 内は継続時間 2 時間の場合の波数

て、実現スペクトルから求めた理論分布も示してある。両者はかなりよく一致している。ここに、 $\Delta\eta_{peak}$ は極大水位度数の分割幅であり、この場合0.5mとしている。 n はその分割幅にあるピーク数、 N は総数である。

表-5.1は、継続時間2時間の水位データから直接求めた特性値および実現スペクトルから求めたものを Pearson-Moskowitzのスペクトルから求めたものと合わせて示したものである。

三者による結果は、よく合っている。最大水位と有義波高の実現値が他に比べ、やや小さいが、最大水位は確率的なものであるから、一つの実現最大値と、式(2.12)から求めたものは比較の対象とならない。有義波高についても、スペクトルから求めたものの関係式は極大水位の2倍を波高としたものであるのに対し、実現波形では必ずしもそうではないから、この程度の違いは当然生ずる。

(2) 発生波力の特性

柱 AA' に作用する全波力の特性について検討する。

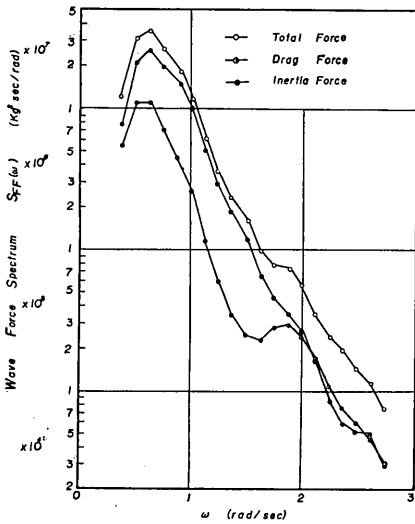


図-5.6 波力スペクトル

図-5.6は、実現波力データから波形に対して行なったと同様にして求めた慣性力、抗力、総波力のスペクトルを示すものである。ここに、総波力は慣性力と抗力の和として、式(5.11)で求められるものである。これからわかるように、主要周波数域では、慣性力が抗力を上回っている。

図-5.7~5.9に実現波力の極大値の確率分布を示している。合せて、実現スペクトルから機械的に求めた理論分布曲線も示してある。これらを比較すれば、慣性力に

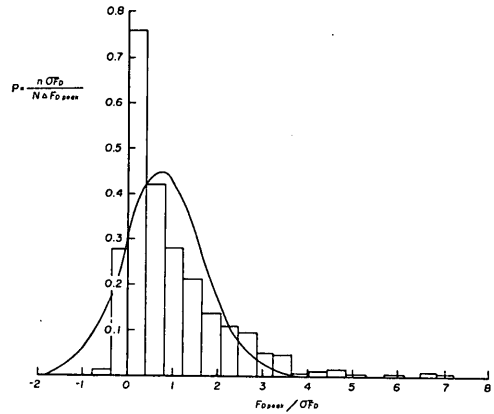


図-5.7 極大抗力の確率分布

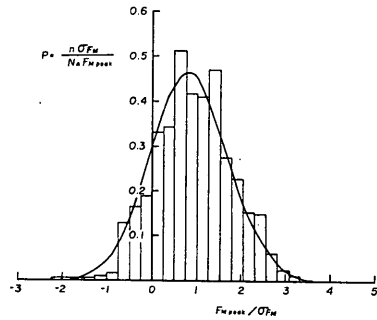


図-5.8 極大慣性力の確率分布

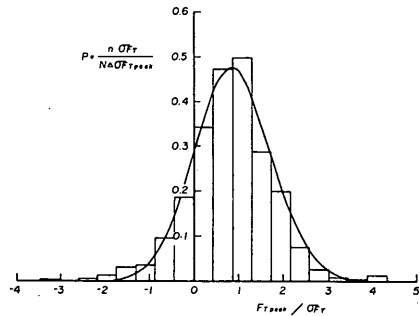


図-5.9 極大総波力の確率分布

ついてはほぼ一致しているが、抗力については違いが大きいことが認められる。特に、実現ピーク抗力の分布は非対称性が著しく大きい方への拡がりが目立つ。これは、非線型抗力の特徴を示しており、2.2で述べた極値分布を求める方法を、そのまま適用してはいけないことを実証したものである。総波力については、慣性力が抗力より卓越するため、それ程違いはない。

柱状構造物の波力応答計算

表-5.2 波力スペクトルと極大波力の特性値

	実 現 値			実現スペクトル			Borgman による波力スペクトルの第一近似
	抗 力	慣性力	総波力	抗 力	慣性力	総波力	総 波 力
ϵ				0.779	0.673	0.719	0.691
標準偏差 σ_F (ton)	2.47	3.86	4.58	2.39	3.77	4.42	4.72
最大波力* (ton)	17.67	14.56	19.82	9.09	14.27	16.50	17.4
平均極大波力 (ton)	2.29	3.55	3.73	1.88	3.50	3.85	4.3
極大波力の平均周期** (sec)	7.05 (1021)	5.68 (1267)	5.48 (1314)	5.12 (1407)	5.80 (1242)	5.44 (1323)	5.77 (1248)
zero-up-cross の平均周期**(sec)	9.17 (784)	7.79 (924)	7.96 (904)	8.16 (882)	7.83 (919)	7.82 (920)	7.98 (902)

* 継続時間2時間の場合のいわゆる最大値

** () 内は継続時間2時間の場合の波数

表-5.2は、スペクトルや極値分布の特性値をまとめて示したものである。第3章で述べた Borgman の第一次近似波力スペクトルから求めた同様な値も合せて示してあるが、実現波力スペクトルから求めたものとほぼ一致しており、両者は形の上でよく合うことがわかる。

最後に、実現最大波力と同じ継続時間2時間中の単一最大波による波力を比較する。最大波としては、実現最大水位4.32mを半振幅とした波をとる。この波高は実現最大波高よりやや大きい。周期はスペクトルのピークに対応する11秒とした。表-5.3は、抗力、慣性力および総波力について、それぞれの値を示したものである。両者はほぼ近い値となっている。

表-5.3 最大波力

(単位 ton)

	抗 力	慣性力	総波力
最大波による波力	20.15	12.72	22.16
シミュレーションによる実現値	17.67	14.56	19.82

(3) 上部工変位

図-5.10 は、上部工変位実現値から求めたスペクトルである。顕著な三つのピークが認められるが、これは前章で述べたように、二本柱に作用する全波力と動的増幅の特性によるものである。高周波数側のピークは、構造物の固有角周波数 $\omega_n = 2.42 \text{ rad/sec}$ 付近に現われている。

極大变位の確率分布は、図-5.11に示すとおりである。実現スペクトルから求めた確率分布曲線も示してある。非線型抗力を含んでいるにもかかわらず、総波力の場合と同様、分布の形はほぼ一致している。表-5.4にスペク

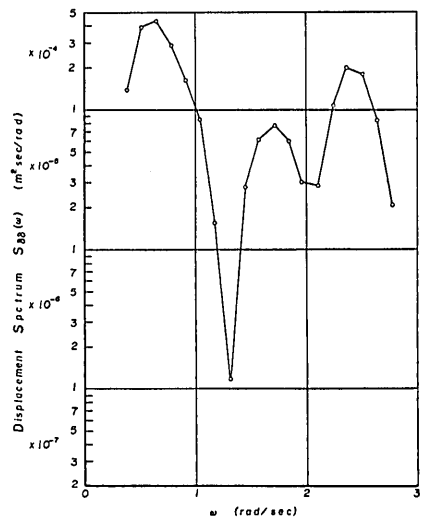


図-5.10 上部工変位スペクトル

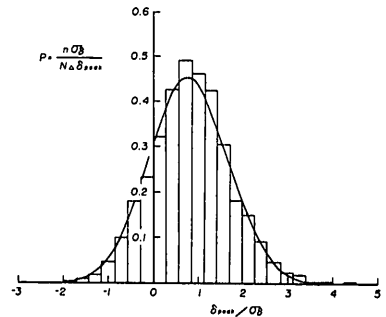


図-5.11 極大变位の確率分布

トルや極大値の特性値をまとめて示しておいた。

同表には、前章で求めたスペクトル解析手法による結果も合わせ示してある。これらは、杭の固定条件の違い

表-5.4 変位スペクトルと極大变位の特性値

	実 現 値	実現スペクトル	慣性力のみ対象としたスペクトル解析
ϵ		0.742	0.625
標準偏差 σ (cm)	1.79	1.79	2.83
最大変位* (cm)	8.83	6.9	10.9
平均極大变位 (cm)	1.47	1.50	2.8
極大变位の平均周期** (sec)	2.89 (2515)	2.86 (2519)	3.5 (2044)
zero-up-cross平均周期**(sec)	4.22 (1705)	4.26 (1689)	4.5 (1596)

* 継続時間の場合のいわゆる最大値

** () 内は継続時間2時間の場合の波数

により直接比較はできないが、次のようにその影響を考慮して、以下の検討を行なう。

柱下端が海底固定の場合と根入れの場合の上部工変位の比は、静的計算ではバネ定数比の逆数となり、次式で与えられる。

$$\frac{\delta_f}{\delta_s} = \frac{(\beta h)^3}{(\beta h + 1)^3 + 2} \quad (5.18)$$

ここに、

δ_f : 柱下端完全固定の場合の上部工変位

δ_s : 地盤中根入れの場合の上部工変位

地盤の k 値が 3.5 kg/cm^3 の場合、この比は 0.88 となり、これによってスペクトル解析手法による計算結果を換算する。そうすると、根入れの場合の最大変位 10.9 cm は、 9.6 cm となる。この値は、シミュレーション法から得た値 8.8 cm よりも大きい。平均極大变位についても同様な傾向である。

固定条件の違いは、構造物の固有周期の現われる角振動数にも影響するため、こうした検討は厳密なものではない。しかし、その影響はスペクトルの形から判断してそれ程大きいものではないと推定される。したがって、上述の検討のとおり、シミュレーション法で考慮した抗力の変位に対する影響は、この場合小さいと考えられる。

(4) 柱端での応力

柱上下端での実現応力データから求めたスペクトルを図-5.12 に示す。低周波数側では下端応力の方が大きい密度となっているが、動的効果の顕著な領域では、上下ほぼ等しい。

図-5.13, 5.14 は柱下端および上端での極大応力分布を示したものである。これらは、合せて示してあるスペクトルから求めた分布曲線とほぼ一致している。

表-5.5にスペクトルおよび極大応力の特性値を示しておいた。

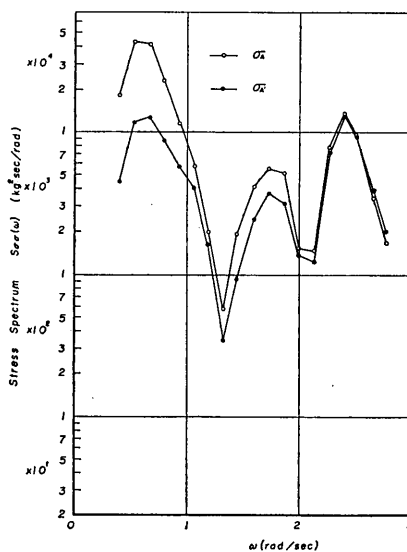


図-5.12 柱端応力スペクトル

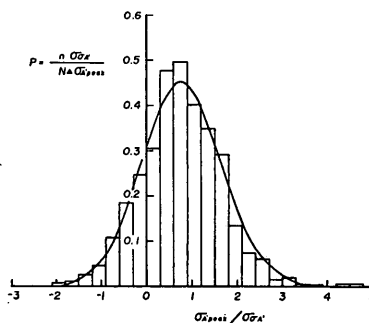


図-5.13 柱下端極大応力の確率分布

ここで、柱下端の応力が上端のものより大きいのは、式(5.13)、(5.14)の曲げモーメントの式からわかるように、下端では直接波の作用により生ずるものと変位によるものとが同符号であるのに対し、上端ではそれが異符

柱状構造物の波力応答計算

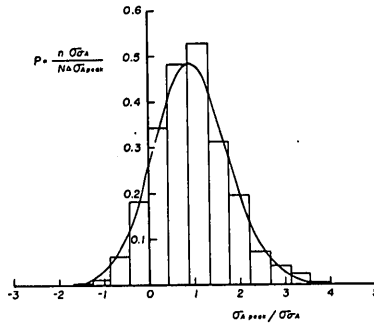


図-5.14 柱上端極大応力の確率分布

表-5.5 応力スペクトルと極大応力の特性値

	実 現 値		実現スペクトル		慣性力のみ対象 としたスペクトル 解析 柱上端の応力
	柱下端応力	柱上端の応力	柱下端の応力	柱上端の応力	
ε			0.789	0.662	0.536
標準偏差 σ (kg/cm ²)	164.6	114.6	164.1	113.9	145
最大応力* (kg/cm ²)	772.1	538.3	627	444	556
平均極大応力 (kg/cm ²)	124.9	108.2	126.4	107.0	153
極大応力の平均周期** (sec)	2.98(2419)	2.77(2596)	2.96(2435)	2.75(2623)	3.4 (2094)
zero-up-cross 平均周期** (sec)	4.82(1490)	3.63(1983)	4.81(1498)	3.66(1967)	4.1 (1768)

* 継続時間2時間の場合のいわゆる最大値

** () 内は継続時間2時間の場合の波数

号であることによる。

また、柱端での極大応力の平均周期が、スペクトル解析手法で求めた慣性力のみによる計算結果より小さくなっているのは、固定条件の違いにより、海底固定の場合の方が固有周期が短くなり、高周波数例が大きく増幅された結果による。これは、先に述べた上部工変位についても同様である。

(5) 各量の時間的变化

波浪シミュレーション法による計算の附随的利点は、もとの波形と波力、変位、応力等の時間的变化を直接対応させて検討できることである。以下、計算時間2時間中のこうした計算結果から、それぞれの最大値が生じる附近の波形を示す。

図-5.15 は、水位の最大値が生ずる $t=3,901$ 秒附近の水位、波力、変位、柱端応力波形を示したものである。この最大水位を含む波は、zero-up cross 法で整理した波の最大波であり、その波高 7.7m は最大水位の2倍8.6mの約9割である。

水位最大時と同時刻に、抗力最大値が生じている。他の量も大きな値を示しているが、最大値ではない。

こうした波形の直接比較から、抗力の非線型的特徴、および高周波成分が増幅される変位、応力波形の特徴がよくわかる。柱上、下端応力の波形は、下端の方がやや大きく、位相の若干のずれが認められるが、ほぼ符号を逆にしたものとなり、変位と応力波形は類似している。

総波力の最大値は、 $t=6,257$ 秒に生ずる。この附近の同様な時間変化を図-5.16 に示す。慣性力の最大値は、同じ波で生じている。

図-5.17 は、上部工変位、柱上端応力の最大値発生時附近の変化を示したものである。両者は、ほぼ同時刻に最大値となっている。

以上、それぞれの最大値は必ずしも同一波で生じていないが、いずれも極大水位が 4m 越える大きな波の時に発生していることがわかる。

6. あとがき

以上、基本的な柱状構造物に対する「スペクトル解析法」および「波浪シミュレーション法」による波力応答の計算例を示した。

これらの例に関する限り、以下のことが結論としてま

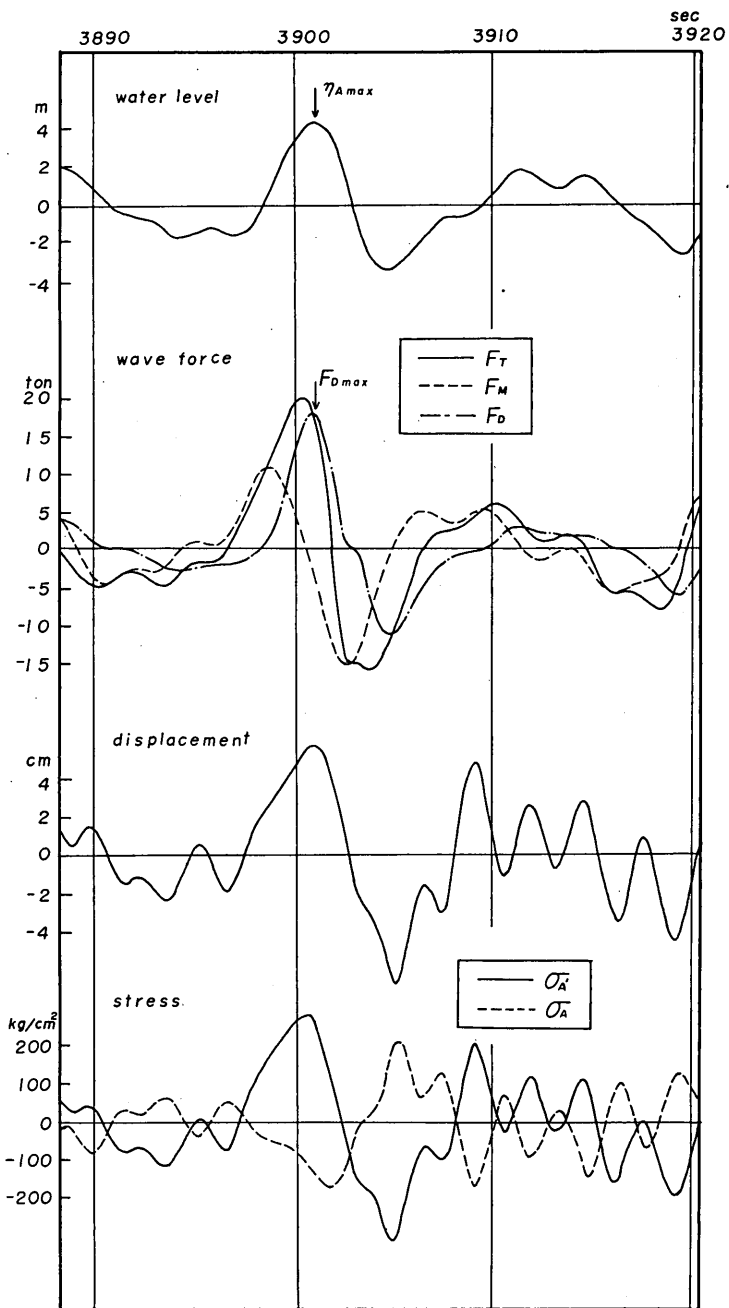


図-5.15 各量の時間的变化 (1)

柱状構造物の波力応答計算

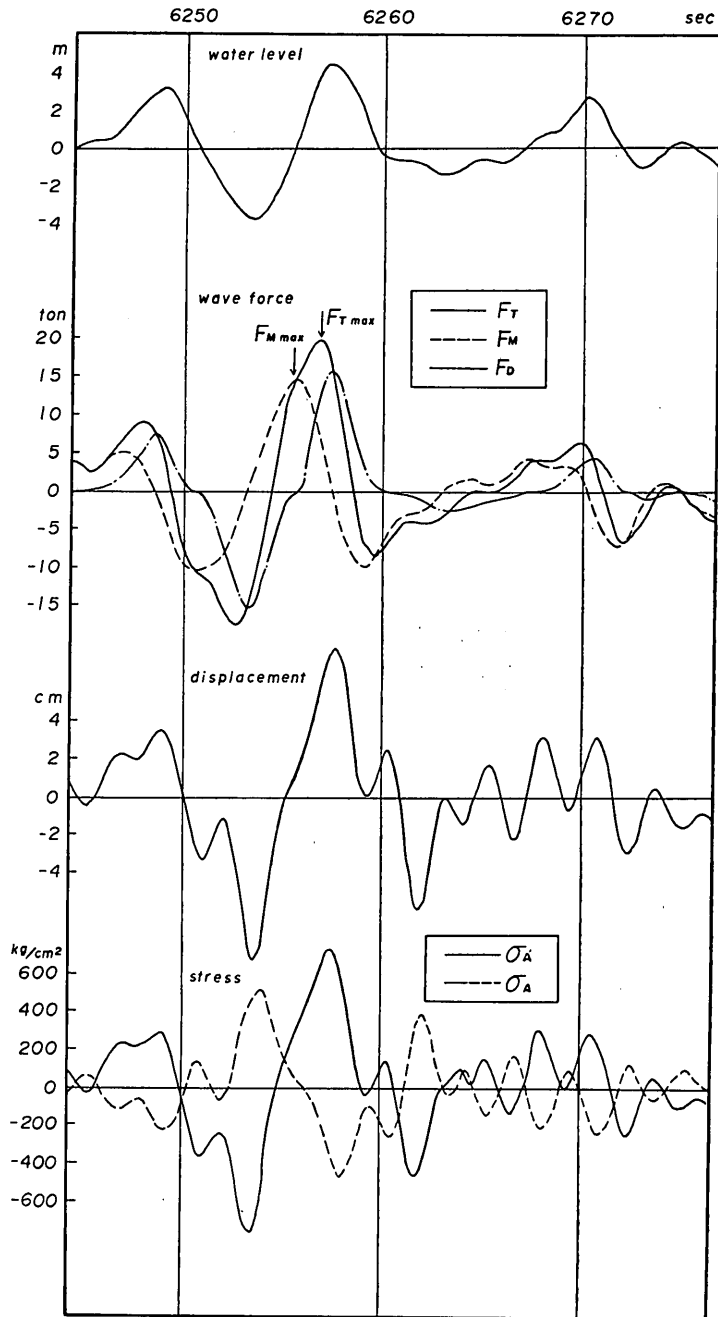


図-5.16 各量の時間的变化 (2)

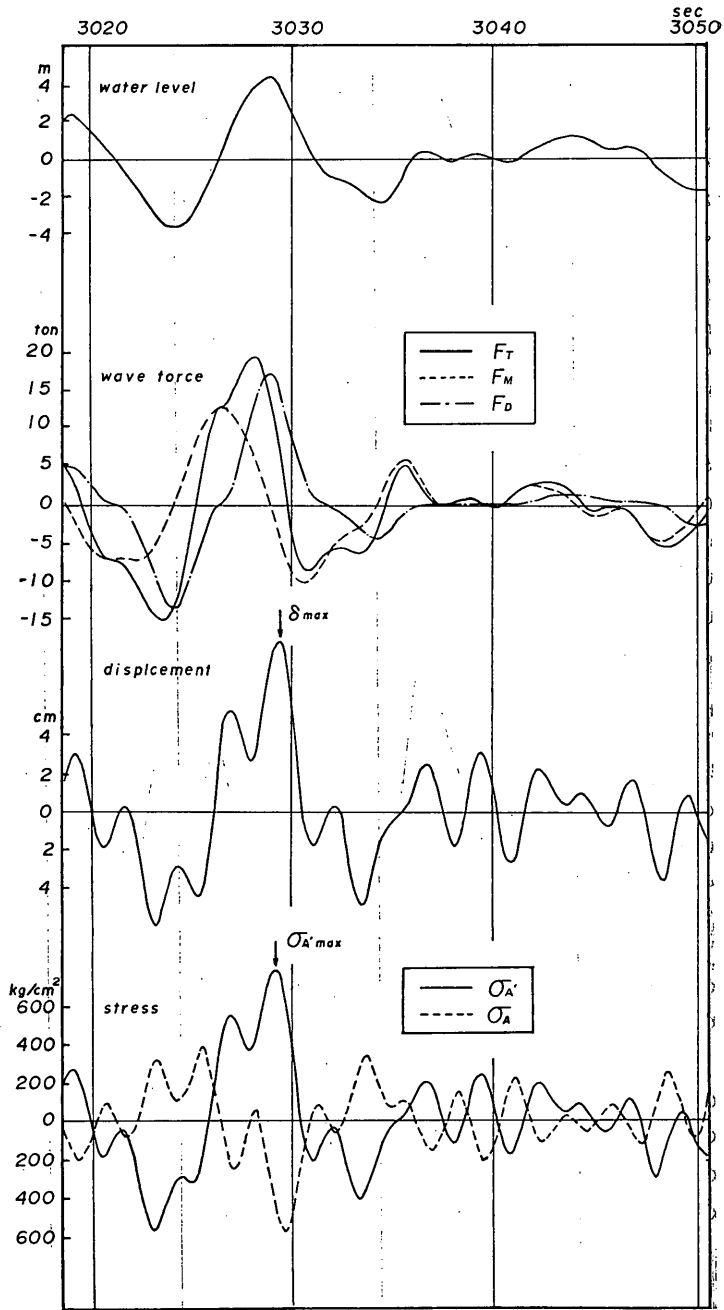


図-5.17 各量の時間的变化 (3)

とめられる。

1) スペクトル解析法による結果からもわかるように、不規則、動的取り扱いの必要性が明らかである。たとえば、柱頭応力の継続時間2時間中の最大値は、有義波高5mの場合、動的計算では556kg/cm²、静的計算では286kg/cm²である。ただし、この構造物の固有周期は3秒である。

2) こうした動的効果の影響の程度は、波群の主要周波数域が、構造物の固有振動数に近くなるにつれて大きくなる。しかし、波群として Pierson-Moskowitz のスペクトルを用いれば、主要周波数の変化と共に全エネルギーも一義的に変わり、また波力も変化するので、スペクトルピークが固有周期に一致した場合、変位や応力の値そのものが最も大きくなるとは限らない。有義波高を5m ($T_{max}=11.2$ sec) から0.5m ($T_{max}=3.54$ sec) まで変えた計算では、5mの場合ピーク周期11.2秒が固有周期3秒からかなり離れているのにもかかわらず、この中では最も大きい変位、応力を示した。

3) 非線型項を含む場合には、波浪シミュレーション法による計算が極めて有効である。ここで示した計算例では、慣性力が抗力に比べ卓越しているため、抗力を無視したスペクトル解析法による結果と大差ないが、これは波浪と構造条件の組み合わせによる。

4) 抗力に関する計算結果の極値分布は、スペクトル解析したものから、機械的に2.2で述べた方法により求めたものと異なる。それにもかかわらず、総波力およびそれによる応答結果の変位、応力の極値分布は、それらのスペクトルから求めたものとほぼ一致する。これは、この例では線型慣性力が非線型抗力に比べ卓越するためであり、そうでない場合には抗力に対するものと同様な結果になる筈である。こうした非線型現象の確率分布についての理論的検討は、本報告では行っていない。

柱状構造物の波力応答解析上の取り扱い方には、変化が多い。本報告では、極めて基本的な扱いを行なったが主として波の取り扱い方による今後の計算として考えられるものを次に列挙する。

- 1) 斜め入射の不規則波に対する立体解析による計算
- 2) 波の方向分散性を考慮した計算
- 3) 作用波力の有限振幅性を考慮した計算
- 4) 波と構造部材の相対運動を考慮した計算
- 5) 上部工に作用する波力を考慮した計算

これらのうち大部分は直ちに実行できるものであるが基本的に検討を要するものもある。たとえば、上部工に作用する波力は、ほとんど未解決なものとして挙げられ

る。これについては、現在実験的検討を計画している。

これらの他、構造解析上の取り扱いとしては、斜柱をとり入れた計算、地盤や部材の非線型の性質を考慮した計算が挙げられる。

これらをどこまで厳密に考えなければならないかは、結果における総合的観点に立ったその重要性から決まるもので、今後具体的問題に対する模型実験と平行して、検討していきたい。

なお、本報告における図面のトレスは、防波堤研究室 山本庄一および模型試験課 藤正彦、小松和彦が担当した。
(1972年6月30日受付)

参考文献

- 1) Nath, J.H., D.R.F. Harleman: The dynamic response of offshore structures to periodic and dynamic waves, MIT Hydrodynamics Laboratory, Report No. 102, 1967, p. 124.
- 2) Edge, B.L., P.G. Mayer: A dynamic structure-soil-wave model for deep water, Proc. Civil Engineering in the oceans II, 1969, pp. 13~44.
- 3) Selna, L., D. Cho: Design of offshore structures against resonant response, Proc. Civil Engineering in the oceans II, 1969, pp. 79~92.
- 4) Freudenthal, A.M., W.S. Gaither: Design criteria for fixed offshore structures, Preprint of Offshore Technology Conference, 1969.
- 5) Blumberg R., N.R. Strader II: Dynamic analyses of offshore structures, Preprint of Offshore Technology Conference, 1969.
- 6) Burke, B.G., J.T. Tighe: A time series model for dynamic behavior of offshore structures, Offshore Technology Conference, 1971.
- 7) 山本隆一・林聡・土田肇・山下生比古・小蔵紘一郎: 鋼直柱棧橋の耐震性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第9巻第1号, 1970, pp. 197~228.
- 8) 赤池弘次: スペクトル解析, 磯部孝編「相関函数とスペクトル」, 東京大学出版会, 1968, pp. 28~46.
- 9) Borgman L.E.: Ocean wave simulation for engineering Design, Jour. Waterways and Harbours Div., Proc. ASCE, Vol. 95, No. WW4, 1969, pp. 557~583.
- 10) Pierson, W.J. Jr., L. Moskowitz: A proposed spectral form for fully developed wind seas based

- on the similarity theory of S.A. Kitaigorodskii,
Journal of Geophysical Research, Vol. 69, No.
24, 1964, pp. 5181~5190.
- 11) 井島武士: 海岸工学, 朝倉土木講座19, 1970, p.
315.
- 12) Borgman, L.M.: Spectral analysis of ocean wave
forces on piling, Jour. Waterways and Harbours
Div. Proc. ASCE, Vol. 93, No. WW2, 1967,
pp. 129~156.
- 13) 日野幹雄: パイルに働く波力のスペクトル理論, 第
15回海岸工学講演会講演集, 1968, pp. 103~108.
- 14) Pierson, W.J., P. Holmes: Irregular forces on
a pile, Jour. Waterways and Harbours Div.,
Proc. ASCE, No. WW4, 1965, pp. 1~10.
- 15) Goda, Y.: Wave forces on a vertical circular
cylinder; Experiments and a proposed method
of wave force computation, Report of Port and
Harbour Research Institute, No. 8, 1964, p. 74.
- 16) 9)と同じ。