

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 95

June 2003

ケーソン式防波堤の滑動量に基づくレベル1信頼性設計法

鷺尾朝昭・森屋陽一・長尾毅

A Level-1 Reliability-Based Design Method
for Caisson Type Breakwaters in view of Sliding Distance

Tomoaki WASHIO, Yoichi MORIYA and Takashi NAGAO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

ケーソン式防波堤の滑動量に基づくレベル1信頼性設計法

鷲尾朝昭*・森屋陽一**・長尾毅***

要 旨

港湾の技術基準は、仕様規定型の設計体系から性能規定型の設計体系へ全面的に移行する方向で議論が行われている。そして、その性能を照査する方法として信頼性設計法を採用し、基本的なものに関してはレベル1の信頼性設計法を用意する方向で検討が進められている。

これまでに、ケーソン式防波堤の滑動破壊に関する信頼性設計法として、力の釣合いに基づいた破壊確率を用いる手法と確率の変形量に着目する手法が提案されている。しかしながら、それらは別々に提案されているため、両者の相関性については明らかにされていない。また、レベル1の信頼性設計法としては、変形量に基づくものはない。

本研究では既設のケーソン式防波堤を対象とし、力の釣合いに基づいた破壊確率と変形量に基づく破壊確率の相関性について比較分析を行った。その結果、両者の相関性は比較的低いことが分かった。また、作用波力のメカニズムを考慮した簡易滑動量算定モデルを作成し、レベル1の信頼性設計法を構築した。

キーワード：信頼性設計法、破壊確率、期待滑動量、ケーソン式防波堤

*港湾研究部港湾施設研究室交流研究員（電源開発株式会社）

**港湾研究部港湾施設研究室研究官

***港湾研究部港湾施設研究室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5029 Fax：046-844-5081 e-mail: washio-t92y2@ysk.nilim.go.jp

A Level-1 Reliability-Based Design Method for Caisson Type Breakwaters in View of Sliding Distance

Tomoaki WASHIO*
Yoichi MORIYA**
Takashi NAGAO***

Synopsis

The reliability-based design method is going to be introduced to the design of port structures in the near future. Two approaches can be expected for the reliability-based design of breakwaters: probabilistic deformation and probabilistic equilibrium of loads. Using 72 cases of breakwaters constructed all over Japan, we examined the correlation of failure probability in view of deformation and equilibrium of loads. It was made clear that the correlation of two kinds of failure probabilities was small. Moreover, we developed the model for calculating the sliding distance of caisson and proposed level-1 reliability-based design method in view of sliding distance.

Key Words: Reliability-based design, Failure probability, Expected sliding distance, Caisson type breakwater

* Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department (Electric Power Development Co.,Ltd.)
** Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
*** Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-844-5029 Fax : +81-46-844-5081 e-mail : washio-t92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 既往のケーソン式防波堤の設計法の整理	2
2.1 安全率に基づく設計法	2
2.2 力の釣合いに基づく設計法	3
2.3 滑動量に基づく設計法	4
3. 制御対象の違いによる破壊確率の相関性	6
3.1 検討条件の設定	6
3.2 滑動量に基づく破壊確率と期待滑動量	6
3.3 滑動量に基づく破壊確率と実被災事例	6
3.4 力の釣合いに基づく破壊確率と滑動量に基づく破壊確率	7
3.5 許容滑動量の変更による設計の合理化の検討	9
4. 簡易滑動量算定モデルの構築	9
4.1 既往の滑動量算定モデル	9
4.2 簡易滑動量算定モデルの構築	10
5. 滑動量に基づくレベル1の信頼性設計法	12
5.1 性能関数	12
5.2 変動係数および感度係数	12
5.3 部分安全係数	14
6. まとめ	17
7. おわりに	17
謝辞	17
参考文献	18
付録A 検討対象としたケーソン式防波堤の設計条件	19
付録B 三角パルス波力に対する滑動量算定式の導出	25

1. はじめに

WTO/TBT協定により各種の国内規格に国際規格との整合性が求められている。土木および建築構造物に関する国際規格であるISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）の中で構造物の設計法として信頼性設計法が位置付けられたことから、信頼性設計法の適用に関する検討が各方面で進められている。

信頼性設計法には一般に3つのレベルがあり（星谷ら、1986）、性能関数をもとに破壊確率を厳密に算出するレベル3の方法から、確率特性を平均値と標準偏差で表し、安全性指標で安全性を評価するレベル2の方法、部分安全係数を用いるレベル1の方法までの選択の幅が存在し、レベル数が高い方法ほど破壊の可能性を精緻にコントロールできる。次期港湾の技術基準としては、構造物の照査法としてレベル1の信頼性設計法は用意する方向で検討を行っている。

構造物の設計においては力の釣合いに基づき、作用が耐力を上回る確率を破壊確率と考えてこれを制御対象とすることが一般的である。制御対象が同じである限りは、信頼性設計法のレベルの違いは破壊確率算定精度の問題であり、構造物の設計における本質的な問題ではない。これに対して、構造物の作用に対する応答は非線形であることが多いため、設計に対する制御対象として力の釣合いではなく、変形量にシフトすべきだという議論が行われている。その場合には、信頼性設計法の導入にあたっては変形量の確率的評価を行う必要がある。さらに、通常は代表的な1つの作用による破壊可能性のみを考慮するが、ライフサイクルコストを考慮した信頼性設計を行うためには、設計供用期間中の複数の作用や損傷の累積を考慮する必要がある。

ケーソン式防波堤に着目した場合、これまでにケーソン式防波堤の信頼性設計法については、力の釣合いに基づいた破壊確率を用いる手法（長尾ら（1995）など）とケーソンの滑動量や沈下量に着目する手法（下迫ら（1994）、湯ら（1998）など）が提案されている。

力の釣合いに基づく信頼性設計法としては、破壊可能性を基準として力の釣合いに基づく性能関数により、過去の被災事例に基づく実際の破壊確率を適切に評価できることを示されるとともに、滑動・転倒・支持力の3つの破壊モードに関する防波堤のレベル1およびレベル2の信頼性設計法が提案されている（長尾、2001）。したがって、ケーソン式防波堤の力の釣合いに基づく信頼性設計法を構築するための環境は整っているといえる。

一方、ケーソン式防波堤の変形量に基づく信頼性設計

法としては、滑動量と沈下量に着目した研究がある。滑動量に着目した研究としては、壁体に作用する波力時系列をモデル化することにより、滑動に関する運動方程式の数値積分から滑動量を算出する手法により、設計供用期間中に想定される期待滑動量を判定基準として設計を行うことが提案されている（下迫ら、1994）。沈下量に着目した研究としては、簡易ビショップ法を用いて沈下に関する運動方程式の数値積分から沈下量を算出する手法により、設計供用期間中に想定される期待沈下量を判定基準として設計を行うことが提案されている（湯ら、1998）。滑動量に基づいた信頼性設計法は、設計実務にも適用され始めている（例えば、中山ら（2002））。しかしながら、簡易ビショップ法は、遠心場における実験などにより、フェレニウス法、摩擦円法などと比較して安全性（安全率）を最も良く説明できるモデルとして現行の安全率に基づく設計法に採用されている（小林ら、1987）ものの、沈下のメカニズムを精度よく表しているとは言い難く、湯ら（1998）の検討結果は、実際よりも沈下量をやや過大に評価する傾向が見られるため、沈下量に基づく信頼性設計法は、さらに検討が必要であると考えられる。

上述したように、ケーソン式防波堤の信頼性設計法としては、既に研究が行われているが、それらは個別に研究が行われているため、滑動破壊に対する設計法でさえ、制御対象として力の釣合いを考えた場合と滑動量を考えた場合の相関性は明らかにされていない。また、複数の破壊モードを考慮したシステム破壊確率の算定やライフサイクルコストの評価などに対応する場合には、レベル1の信頼性設計法が最も適用性が高いと考えられるが、レベル1の信頼性設計法として滑動量を制御対象とした研究はない。

本研究の目的は、ケーソン式防波堤の滑動破壊を対象として、信頼性設計の制御対象（力の釣合いか滑動量か）の違いによる信頼度の相関性を明らかにすることと、および滑動量を制御対象としたレベル1信頼性設計法を構築することである。

2. では現在までの設計法について解説し、3. では制御対象の違いによる信頼度の相関性を明らかにする。さらに、4. ではレベル1の信頼性設計法で使用することを目的にケーソンの簡易滑動量算定モデルを作成し、これを用いて、5. にてケーソン式防波堤の滑動量に基づくレベル1信頼性設計法を構築した結果を示す。

2. 既往のケーソン式防波堤の設計法の整理

2.1 安全率に基づく設計法

ケーソン式防波堤は一般に、捨石マウンド上にケーソン(堤体)を設置する形態をとり、安全率に基づく設計においては、滑動・転倒・支持力の3つのモードに関する外的安定の検討がなされる。滑動については水平方向の力の釣合い、転倒については堤体前趾まわりのモーメントの釣合いに関する安全性を検討し、支持力については捨石マウンドと原地盤の2層系地盤の偏心傾斜荷重作用時の安定問題としてビショップ法を用いて安全性を検討する(運輸省港湾局, 1999)。力の釣合いに基づいているため、変形量は考慮されていない。また、設計パラメータは確定的に取り扱うため、確定論的な設計法である。安全率に基づく設計法における滑動の安全性照査式は(1)式の通りである。

$$S.F. \leq \frac{\mu \left(\sum_i W_i - P_B - P_U \right)}{P_H} \quad (1)$$

ここで、

- μ : 堤体底面と捨石マウンドとの摩擦係数
- W_i : 堤体を構成する材料(鉄筋コンクリート, 無筋コンクリート, 中詰砂)の重量(kN/m)
- P_B : 堤体に作用する浮力(kN/m)
- P_U : 堤体に作用する揚圧力(kN/m)
- P_H : 堤体に作用する水平波力(kN/m)
- S.F.: 滑動に関する安全率。波力作用時に対して1.2以上を標準としている

また、波力の算定は、(2)式~(17)式に示す合田式による。図-1に波圧分布の模式図を示す。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (2)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha^* \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \quad (3)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (4)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g H_D \quad (6)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \quad (7)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (8)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \quad (9)$$

$$\alpha^* = \max \{ \alpha_2, \alpha_1 \} \quad (10)$$

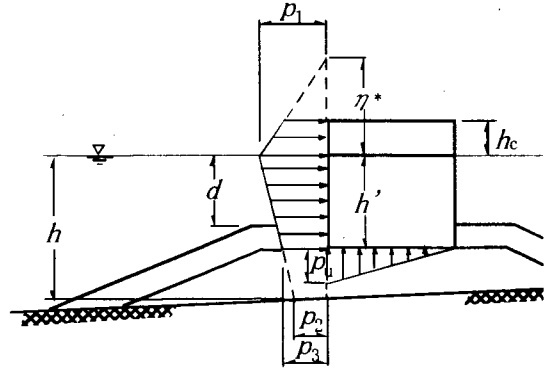


図-1 波圧分布の模式図

ここで、

- η^* : 静水面上波圧強度が0となる高さ(m)
- p_1 : 静水面における波圧強度(kN/m²)
- p_2 : 海底面における波圧強度(kN/m²)
- p_3 : 直立壁底面における波圧強度(kN/m²)
- p_u : 揚圧力算定のための前趾における波圧強度(kN/m²)
- h : 直立壁前面における水深(m)
- h_b : 直立壁前面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深(m)
- h' : 直立壁底面の水深(m)
- d : 根固め工又はマウンド被覆工天端のいずれか浅い方の水深(m)
- ρ_0 : 海水の密度(通常は1.03t/m³)
- g : 重力加速度(9.81m/s²)
- H_D : 設計計算に用いる波高(m)
- L : 水深 h における波長(m)
- $\max\{a, b\}$: a 又は b のいずれか大きい値
- $\min\{a, b\}$: a 又は b のいずれか小さい値
- β : 直立壁法線の垂線と波の主方向から±15°の範囲で最も危険な方向となす角度(°)
- λ_1 : 波圧の補正係数(標準は1.0, 消波ブロック被覆堤の場合は0.8)
- λ_2 : 波圧の補正係数(標準は1.0)
- λ_3 : 揚圧力の補正係数(標準は1.0, 消波ブロック被覆堤の場合は0.8)
- α_1 : 合田式において重複波的波力成分を表すパラメ

タ

a_2 : 合田式において、マウンド高さや海底勾配の影響等による衝撃的波力成分を表わすパラメタ

a_3 : 前面波圧強度が p_1 と p_2 の間で直線的に変化すると仮定していることから導かれるパラメタ

(10)式中の a_1 は高橋ら (1992) が提案した合田式に衝撃波の影響を考慮するためのパラメタ (衝撃碎波力係数) であり、次式による。

$$\alpha_l = \begin{cases} 0 & : \alpha_{11} \leq 0 \\ \alpha_{10}\alpha_{11} & : \alpha_{11} > 0 \end{cases} \quad (11)$$

ここで、

a_{10} : 波高の影響を表わすパラメタ

a_{11} : マウンド形状の影響を表わすパラメタ

であり、(12)式~(17)式で算定する。

$$\alpha_{10} = \begin{cases} \frac{H_D}{d} & : \frac{H_D}{d} \leq 2 \\ 2.0 & : \frac{H_D}{d} > 2 \end{cases} \quad (12)$$

$$\alpha_{11} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & : \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \sqrt{\cosh \delta_2}} & : \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (13)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & : \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & : \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (14)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & : \delta_{22} \leq 0 \\ 3.0\delta_{22} & : \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (15)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (16)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (17)$$

ここで、

B_M : マウンド前肩幅(m)

2.2 力の釣合いに基づく設計法

本節では長尾 (2001) による力の釣合いに基づくケーソン式防波堤の信頼性設計法の概要について述べる。

力の釣合いに基づく場合、ケーソン式防波堤の滑動に関する性能関数は、安全率に基づく設計法における安全性照査式である(1)式の右辺分子を耐力 R 、分母を作用 S として(18)式のように定義する。破壊確率は、(18)式の性能関数に対して1次の信頼性解析を実施し、Hasofer-Lind(19

74)による安全性指標をもとに算出している。

$$Z = R - S \quad (18)$$

$$\mu \left(\sum_i W_i - P_B - P_U \right) - P_H$$

ここで、記号の説明は、(1)式と同じである。

性能関数が正規確率変数であるとき、破壊確率 P_f と安全性指標 β は(19)式に示す関係にあり、この関係を図示すると図-2となる。

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (19)$$

ここで、 Φ は標準正規確率分布関数である。

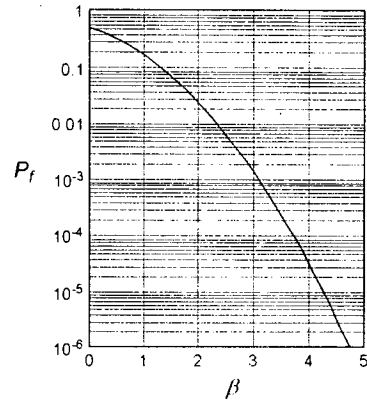


図-2 破壊確率 P_f と安全性指標 β の関係

また、滑動・転倒・支持力の3つの破壊モードを考慮する場合にはシステム破壊確率を算出する必要がある。システム破壊確率の算出にあたり、各モードの相関が無視し得ない場合は、複数のモードの相関を考慮する必要があるが、ケーソン式防波堤の外的安定に関しては、滑動モードが卓越しており、各モードの相関は低く、各モードを独立と評価しても問題がないと考えられることから、システム破壊確率は各モードを独立として算出する。

破壊確率を算出する際に考慮すべき作用は、安全率に基づく設計と同じく波力、静水圧、浮力、自重等が挙げられる。安全率に基づく設計では、これらの作用を構成する設計パラメタの設定値 (または公称値、安全率に基づく設計で用いている値) を確定的に扱うが、信頼性設計法では設計パラメタを確率的に取り扱わなければならない。

長尾 (2001) が用いている設計パラメタの従う確率分布を表-1に示す。設計パラメタとその設定値の比は正規分布に従うと仮定しており、各変数の平均値とその設定

値の比を α 、各変数の変動係数を V と定義し、 α 及び V の従う分布を表示している。ここで、水深変化の緩急については、1/30以下の場合を緩勾配とし、1/30を超える場合を急勾配と定義している。波力関係のうち波浪変形計算精度、砕波変形推定精度、波力算定式推定精度は模型実験結果をもとに求められた確率分布である。沖波波高推定精度については根拠となるデータが十分ではないため、Takayama et al. (1993) の検討例に準じて設定している。潮位は全国の過去50年間の沿岸域における高潮（気象庁，1994）に基づく既往最高潮位H.H.W.L.とさく望平均満潮位H.W.L.の比の値 R_{WL} の地域区分に従い分類したもので、被災事例をもとに設定した分布、摩擦係数と単位体積重量については、各種試験結果をもとに設定している。なお、設計条件として既往最高潮位を設定値として設計している事例に対しては、潮位の確率変動は考慮していない。

表-1 設計パラメタの従う確率分布（長尾，2002）

	α	V
波力(水平波圧, 揚圧力)		
沖波波高推定精度	1.00	0.10
波浪変形計算精度		
水深変化緩	0.97	0.04
水深変化急	1.06	0.08
砕波変形推定精度	0.87	0.10
波力算定式推定精度		
ケーソン式混成堤	0.91	0.19
消波ブロック被覆堤	0.84	0.12
潮位		
$R_{WL}=1.5$	1.00	0.20
$R_{WL}=2.0, 2.5$	1.00	0.40
摩擦係数	1.06	0.15
単位体積重量		
鉄筋コンクリート	0.98	0.02
無筋コンクリート	1.02	0.02
中詰砂	1.02	0.04

注) α : 平均値の偏り (平均値/設定値)
 V : 変動係数

2.3 滑動量に基づく設計法

本節では下迫ら (1998) による滑動量に基づくケーソン式防波堤の信頼性設計法の概要について述べる。

ケーソン式防波堤の期待滑動量（設計供用期間中の総滑動量の平均値）を算定し、これが許容限度以下となるよう設計する方法である。

滑動量の計算は、(20)式に示す波力を外力としたケーソンの滑動に関する運動方程式を時間に関して2回積分することにより算定する。

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2 x}{dt^2} = P_H - \mu(W' - P_U) \quad (20)$$

ここで、

- W : 堤体の空中重量 (kN/m)
- g : 重力加速度(m/s²)
- M_a : 付加質量 (=1.0855 $\rho_0 h'^2$) (kg)
- ρ_0 : 海水の密度(kg/m³)
- h' : ケーソン底面から静水面までの高さ(m)
- x : ケーソンの滑動量(m)
- P_H : 堤体に作用する水平波力(kN/m)
- W' : 堤体の水中重量(kN/m)
- P_U : 堤体に作用する揚圧力(kN/m)
- μ : 堤体底面と基礎との摩擦係数

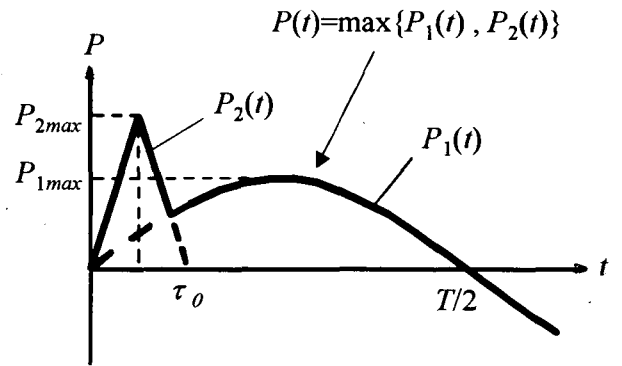


図-3 波力の時系列モデル

水平波力および揚圧力の従う波力の時系列モデルとしては、(21)式～(24)式に示す谷本ら(1996)が提案している三角形パルスに正弦波形を組み合わせた波形モデルを用いている。波形モデルの模式図を図-3に示す。この波力の時系列モデルは、衝撃波力および砕波波力成分を表す三角形パルス($P_2(t)$)と重複波力成分を表す正弦波形($P_1(t)$)を重ね合わせた波形であり、実際の波力波形に近い形となっている。

$$P(t) = \max\{P_1(t), P_2(t)\} \quad (21)$$

$$P_1(t) = \gamma_p P_{1max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (22)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} \frac{2t}{\tau_0} P_{2max} & : 0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2} \\ 2 \left(1 - \frac{t}{\tau_0} \right) P_{2max} & : \frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0 \\ 0 & : t \geq \tau_0 \end{cases} \quad (23)$$

$$\gamma_p = 1 - \frac{\pi}{P_{1max} T} \int_{t_1}^{t_2} \left(P_2(t) - P_{1max} \sin \frac{2\pi t}{T} \right) dt \quad (24)$$

$$: P_2(t) - P_{1max} \sin \frac{2\pi t}{T} \geq 0$$

ここで、

t : 時間(s)

P_{1max} : 合田式において波圧係数 a_1 のみを考慮したときの水平波力または揚圧力(kN/m)

P_{2max} : 合田式において高橋ら (1992) による波圧係数 a^* を考慮したときの水平波力または揚圧力(kN/m)

$\max\{a, b\}$: a 又は b のいずれか大きい値

T : 波の周期(s)

τ_0 : 衝撃成分および砕波波力成分の作用時間(s)

γ_p : 三角形パルス波形により増加する波力の力積を、正弦波形による波力から減じるための係数

t_1, t_2 : 三角形パルス波形と正弦波形が交差する時間(s)

注：揚圧力の算定には a^* は影響しないため、 P_{1max} に対応する揚圧力 P_{U1max} と P_{2max} に対応する揚圧力 P_{U2max} は一致する。よって、以降では記号の簡略化のために、まとめて P_{H1max} は P_{1max} 、 P_{H2max} は P_{2max} 、 P_{U1max} と P_{U2max} は U_{max} と記述する。

衝撃波力および砕波波力成分の作用時間を表す τ_0 の値は、波の周期や波力の大きさによって異なる。一般に、波高がある程度大きくなると波形の有限振幅性が顕著になり、正の波力の作用時間は周期の 1/2 よりも短くなる。また、波力が衝撃的になるにつれて作用時間はさらに短くなる。ここでは、有限振幅性については、有限振幅重複波理論において水位が正となる時間 τ_{0F} を用いることで考慮し、これに衝撃的な影響を考慮する係数 k を乗じて補正している。 τ_0 を式で表すと(25)式となる。

$$\tau_0 = k\tau_{0F} \quad (25)$$

ここで、 τ_{0F} の値は実用的な観点から(26)式で近似している。(26)式による近似値は理論値ではないが、実験結果

との対比により、その精度が確認されている。

$$\tau_{0F} = \left(0.5 - \frac{H}{8h} \right) T \quad (26)$$

また、 k については、模型実験における実測波形などをもとに、(27)式のように定めている。

表-2 設計パラメタの従う確率分布 (下迫ら, 1998)

不確定要因	a	V	備考
沖波波高	1.00	0.10	
天文潮位	-	-	発生確率分布を考慮、変動は考慮せず
高潮偏差	1.00	0.10	設定値は $0.1 \times$ 沖波波高
波浪変形	1.00	0.10	
有義波周期	1.00	0.10	
摩擦係数	1.00	0.10	設定値は 0.6
主波向	-	-	$\pm 11.25^\circ$ で一様分布
波力算定精度	1.00	0.10	a^* を考慮した合田式
自重	-	-	変動は考慮せず

注) a : 平均値の偏り (平均値/設定値)

V : 変動係数

$$k = \left(\frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} \right)^2 \quad (27)$$

期待滑動量の計算において考慮した波浪変形や波力等の設計パラメタの確率分布を表-2に示す。ここで示す値はあくまでもひとつの例であり、設計条件等によって変化するため、実際の設計に適用する場合には、その妥当性について十分検討する必要がある。

期待滑動量の算出方法の概要を述べると次の通りである。高波は1年に1回の頻度で発生するものと仮定し、高波の継続時間は2時間とする。したがって、平均周期を12秒とした場合、1回の高波により600波が防波堤に作用することとなる。高波はワイブル分布に基づいて発生させ、砕波を考慮したレーリー分布に基づいて、堤体位置での有義波高から1波ごとの波高を再現している。

モンテカルロシミュレーションを用いて乱数発生により設計パラメタの値を決定し、1回の高波による滑動量の計算を設計供用期間分繰り返して、設計供用期間中の総滑動量を求める。これを1回の試行として、モンテカルロシミュレーションにより各試行における総滑動量を求め、

その平均値を期待滑動量と定義する。試行回数は、乱数の初期値の違いによる結果のばらつきが十分に小さくなるよう5000回としている。

摩擦係数 μ は、厳密には静止摩擦係数と動摩擦係数を使い分ける必要があるが、両者の値を正確に把握することは困難である。また、実際の滑動現象においては、滑動量が非常に大きい場合以外は造波抵抗力の影響はきわめて小さい。したがって、簡単のため静摩擦係数と動摩擦係数の区別はせず、造波抵抗力については考慮していない。

3. 制御対象の違いによる破壊確率の相関性

3.1 検討条件の設定

制御対象の違いによる破壊確率の相関性を議論するために、検討における設計パラメタの従う確率分布などを揃える必要がある。

設計変数の従う確率分布は、設定根拠が明確になっている長尾(2002)が採用した確率分布とした(表-1)。

通常の防波堤の設計で50年確率波高が用いられることから、50年確率波高来襲時の条件付き破壊確率とする。そのため、滑動量に基づく破壊確率の算定においては、既設防波堤の設計資料より得られる再現期間50年の波に対する有義波高 $H_{1/3}$ から、換算沖波波高 H_0' を逆算し、砕波を考慮したレーリー分布に基づいて1波ごとの波高を再現する。また、砕波変形推定精度に関しては、砕波限界の上限値と下限値が表-1に示した変動係数をもつものとした。

検討対象は、全国のケーソン式防波堤の設計資料等を収集し、水深、設計波高などの設計条件が全国的な分布から判断して偏りがないように選んだ72ケースのケーソン式防波堤とした。72ケースの設計条件を付録Aに示す。

3.2 滑動量に基づく破壊確率と期待滑動量

下迫ら(1994)は変形量に基づく防波堤の信頼性設計法に用いる指標として期待滑動量を提案しているが、信頼性設計法に用いる指標には破壊の可能性を対象とした方が、比較結果がより明確になると考えられる。そこで試行回数に対する滑動量が破壊判定基準を超える回数を、滑動量に基づく破壊確率(以下、 P_{fd} と呼ぶ)と定義し、力の釣合いに基づく破壊確率(以下、 P_{fp} と呼ぶ)との比較対象にする。

まずは、滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} と期待滑動量の関係について明確にする必要がある。破壊判定基準を10cm、

30cm、50cmとした場合の滑動量に基づく破壊確率と期待滑動量の関係性を評価した。結果を図-4に示す。

図-4より、期待滑動量と滑動量に基づく破壊確率は高い相関性を示すことがわかる。また、破壊判定基準を10cmとした場合、期待滑動量が破壊判定基準である10cmとなるのは概ね $P_{fd}=0.04$ 程度であることが分かる。期待滑動量という用語からはその期待値を上回る可能性が50%あると誤解を受ける可能性があるが、実際には期待値を上回る可能性は4%でしかない。

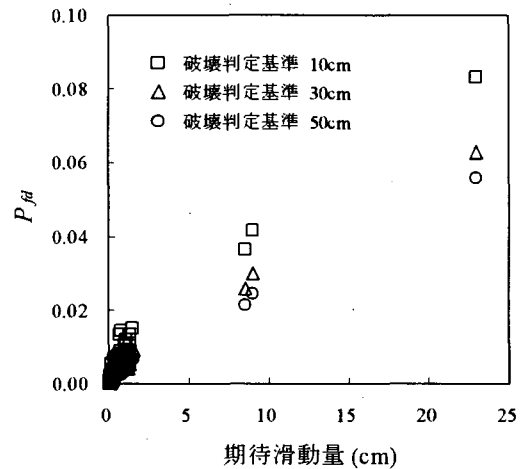


図-4 期待滑動量と滑動量に基づく破壊確率の関係

3.3 滑動量に基づく破壊確率と実被災事例

長尾(2001)により、力の釣合いに基づくシステム破壊確率は、防波堤の実被災事例より推定される破壊確率と対応することが確認されている。また、破壊モードのうち支配的なモードは滑動であるため、滑動破壊確率とシステム破壊確率はほぼ対応することが確認されている。よって、本節では滑動量に基づく破壊確率と実被災事例に基づく破壊確率の相関性を検討する。

河合ら(1997)によれば、平成5年度末時点で全国に約16000函の防波堤ケーソンが設置されており、平成元年から平成5年の5年間で30函程度の滑動による被災が報告されている。平均的には1年間に6件程度の被災ということになる。さらに被災は波力の集中しやすい消波工端部や隅角部のような場所に集中しており、標準部における被災は全体の約1/3であることを考慮すると、実被災事例に基づく防波堤の標準部における設計供用期間50年間の破壊確率は $P_e=6.6 \times 10^{-3}$ となる。ここで、設計供用期間における破壊確率は(28)式により算定した。また、構造形式別に防波堤の標準部における設計供用期間50年間の破壊確率を算定すると、ケーソン式混成堤で 1.1×10^{-2} 、消波ブロック被覆堤では 1.0×10^{-3} となる。この構造形式別の

破壊確率の差は、表-1に示した波力算定式推定精度の違う確率分布の差に起因しているものと考えられる。

$$P_{fd} = 1 - (1 - P)^L \quad (28)$$

ここで、

P_{fd} : 設計供用期間中の破壊確率

P : 1年間の被災確率

L : 設計供用期間

実際の防波堤の被災の判定は、滑動量がある基準値(概ね30cm程度)を上回るか否かによりなされる。そこでまず、破壊判定基準を5cm~200cmの間で変化させて、72ケースの防波堤の P_{fd} を算出した。さらに、 P_{fd} は50年確率波高来襲時の条件付き確率であるので、実被災事例に基づく設計供用期間50年間の破壊確率と比較するため、 P_{fd} に50年確率波高の設計供用期間50年間における遭遇確率0.636 ($=1 - (1 - 1/50)^{50}$) を乗じて滑動量に基づく設計供用期間50年間の破壊確率とした。図-5に検討対象ケースの滑動量に基づく設計供用期間中の破壊確率の平均値および実被災事例に基づく設計供用期間中の破壊確率を示す。滑動量に基づく破壊確率も実被災事例に対応し、ケーソン式混成堤の破壊確率の方が消波ブロック被覆堤の破壊確率より大きい。また、破壊判定基準を5cm~30cmとした場合に、滑動量に基づく破壊確率と実被災事例の破壊確率が概ね一致する。

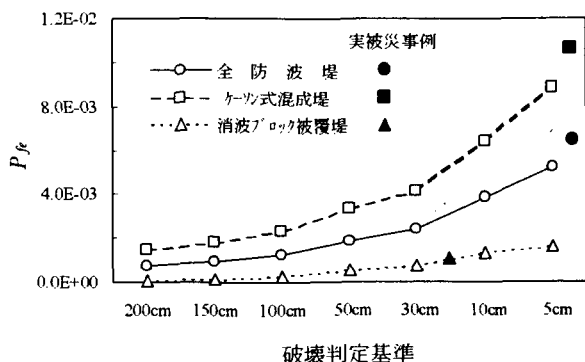


図-5 滑動量に基づく破壊確率と実被災事例の破壊確率

上述したように実際の被災の判定基準は30cmとされているが、被災事例の中にはこれより小さい変形量も含まれている可能性がある。また、30cm程度を被災の判断基準とした場合、実被災事例による破壊確率は P_{fd} よりもやや大きな値となる。これは、調査の対象とした5年間がどちらかという被災が多く発生した時期であったこと

が原因のひとつに挙げられる(河合ら, 1997)。これらのことを考慮すると、滑動量に基づく破壊確率により実被災事例の破壊確率を概ね説明できると考えられる。

本節での検討結果を踏まえ、以降では滑動量に基づく破壊確率として、50年再現期間の波作用による30cm以上の滑動量が生じる確率と再定義する。

3.4 力の釣合いに基づく破壊確率と滑動量に基づく破壊確率

力の釣合いに基づく破壊確率と滑動量に基づく破壊確率の相関について検討する。図-6に両者の相関を示す。力の釣合いに基づく破壊確率 P_{fp} と滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} には相関性が認められるものの、相関の程度は弱い。

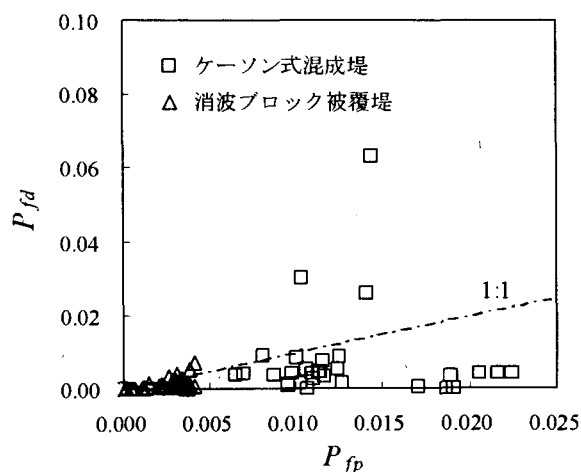


図-6 力の釣合いに基づく破壊確率 P_{fp} と滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} の関係

この理由としては、以下の2つが考えられる。

- ① 対象波が1波か波群か
力の釣合いに基づく破壊確率の算定は、1波を対象にしているのに対して、滑動量に基づく破壊確率の算定は、1回の高波(波群)を対象にしている。これにより、滑動量に基づく破壊確率の算定においては、砕波を考慮したレーリー分布の形状が大きく影響する。
 - ② 波力の作用時間
力の釣合いに基づく破壊確率の算定は、波力の作用時間は考慮していないが、滑動量に基づく破壊確率の算定には、波力の時系列モデルを用いており、波力の継続作用時間により大きく影響を受ける。
- ①および②の理由を確認するために、①についてはある程度水深が浅い領域での波の砕波しやすさを表すパラメータである波形勾配 $H_{1/3}/L$ により整理し、②については水

平波力の時系列モデル ((20)式~(23)式参照) の三角形パルスのピーク (P_{2max}) と正弦波形のピーク (P_{1max}) の比により整理した。

図-7に滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} と波形勾配の関係を示す。図より波形勾配が小さいほど、大きな破壊確率になりやすい傾向があることがわかる。波形勾配は小さいほど砕波しづらく、砕波を考慮したレーリー分布に基づいた個々の波高が最高波高 H_{max} を超える確率が高くなり、破壊確率が大きくなるといえる。特に波形勾配が0.03より小さいときに破壊確率が非常に大きくなることがある。次に、力の釣合いに基づく破壊確率についても波形勾配との関係を整理した。結果を図-8に示す。図より P_{fp} と波形勾配の間には明瞭な関係が認められない。以上より、上述の理由①が確認された。

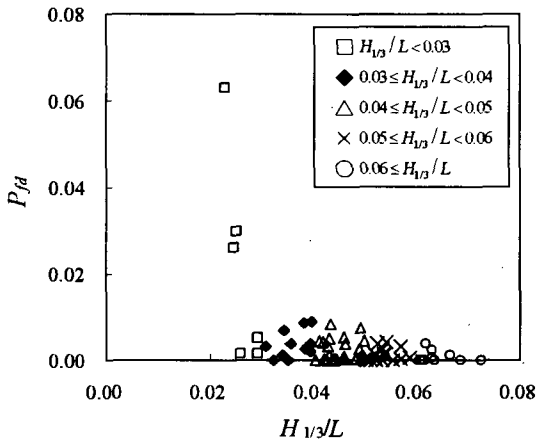


図-7 波形勾配と滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} の関係

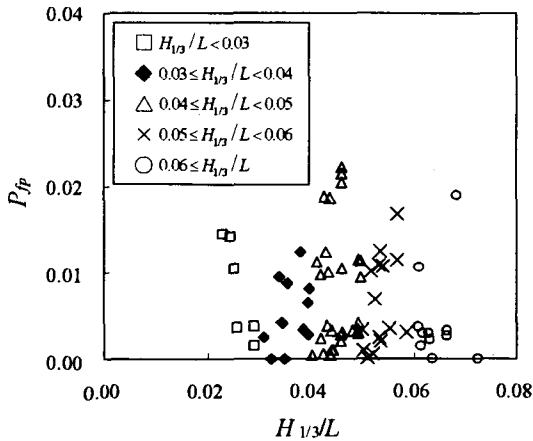


図-8 波形勾配と力の釣合いに基づく P_{fp} の関係

図-9に滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} と P_{2max}/P_{1max} の関係を示す。図より P_{2max}/P_{1max} が小さいほど、大きな破壊確率

になりやすい傾向があることがわかる。既設の防波堤は P_{2max} を設計波力としているため、ピークの差が小さいほど、すなわち P_{2max}/P_{1max} が小さいほど正弦波形が滑動限界波力を超える確率が高くなるため、波力の作用時間が長くなる傾向にあるといえる。また、下迫ら (1998) により、同じ安全率の場合、重複波力作用時の滑動量は砕波波力作用時の滑動量に比べて大きくなることがわかっているが、それも同じ理由によると考えられる。次に、力の釣合いに基づく破壊確率 P_{fp} についても P_{2max}/P_{1max} との関係を整理した。結果を図-10に示す。両者には若干の相関が見られるが、一義的な関係にあるとはいえない。以上より、上述の理由②が確認された。

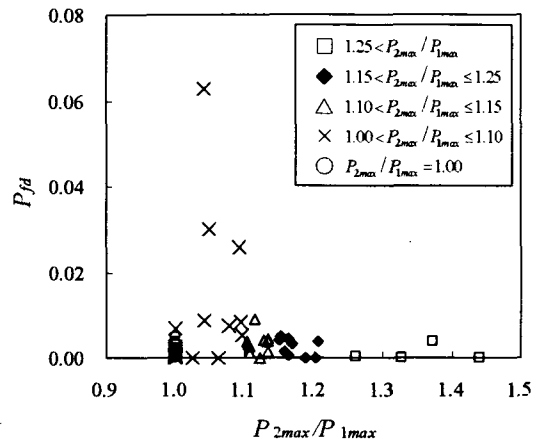


図-9 P_{2max}/P_{1max} と滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} の関係

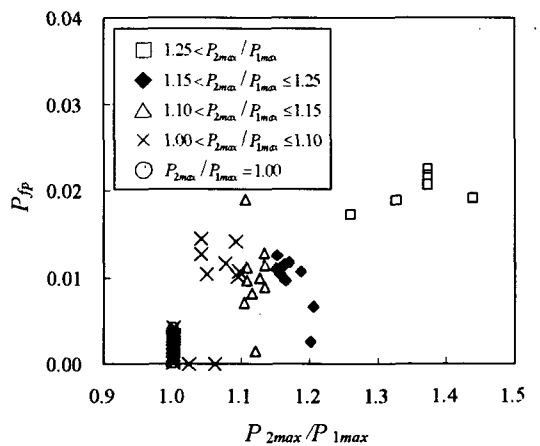


図-10 P_{2max}/P_{1max} と力の釣合いに基づく P_{fp} の関係

このように滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} の大小は、波形勾配や P_{1max} と P_{2max} の大きさの比など、複数の要因の影響を受けている。また、波高水深比や波力の作用時間によ

る影響も十分に考えられる。ゆえに、力の釣合いによる破壊確率 P_{fp} と滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} を直接結び付けて整理することは難しいといえる。

3.5 許容滑動量の変更による設計の合理化の検討

一般にケーソン式防波堤は捨石マウンド上で変形が生じても直ちに港内の静穏度の低下という機能の損失に結びつくわけではない。そこで、滑動量の許容値を緩和することで、より経済的な設計を行うことが考えられる。ここでは、力の釣合いに基づいた破壊確率を用いながら、滑動量の許容値の変更に対応した経済的な設計が可能であるかどうかを検討する。

検討対象として、検討に用いている72ケースの内、力の釣合いに基づく破壊確率 P_{fp} と滑動量に基づく破壊確率 P_{fd} が同程度の値となったケーソン式混成堤（ケース36）および消波ブロック被覆堤（ケース21）の断面を1例ずつを取り上げる。

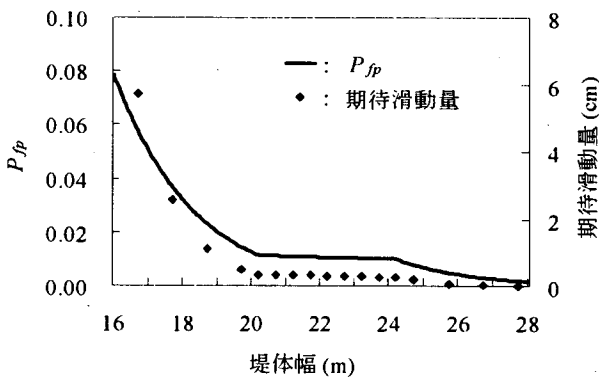


図-11 力の釣合いに基づく破壊確率 P_{fp} と期待滑動量の関係（ケーソン式混成堤，ケース36）

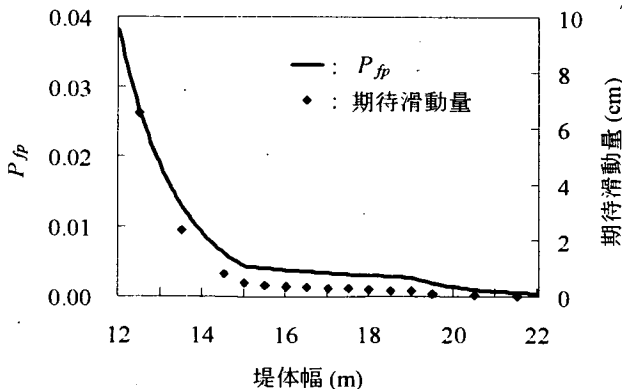


図-12 力の釣合いに基づく破壊確率 P_{fp} と期待滑動量の関係（消波ブロック被覆堤，ケース21）

ケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤の場合について、堤体幅を変化させた場合の力の釣合いによる破壊確率と期待滑動量を比較した結果を図-11および図-12に示す。図の右縦軸は期待滑動量(cm)，左縦軸は力の釣合いに基づく破壊確率であり、横軸は堤体幅(m)である。

図より明らかなように、両者の相関性は高いことがわかる。個別のケースにおいてではあるが、堤体幅をパラメータとして算定した力の釣合いに基づく破壊確率と期待滑動量が高い相関を示すことを確認できた。この図より許容滑動量の変更による設計の合理化を行うには、許容滑動量を図の右縦軸で決め、それに対応する力の釣合いに基づく破壊確率の目標値を左縦軸の値に設定すればよい。しかしながら、より普遍的に滑動量と破壊確率を結びつけるには、レベル1信頼性設計法に適用可能な滑動量算定モデルを構築する必要があるといえる。

4. 簡易滑動量算定モデルの構築

4.1 既往の滑動量算定モデル

伊藤ら(1966)は「防波堤の安定性は安定限界を上回る作用に対する挙動も含めて検討するべきである」という考えに基づき、波に対する変形量を考慮した設計法を提案し、設計波に対する滑動量の期待値を期待滑動量と名付けた。

伊藤ら(1966)は波力を矩形パルスで与え、波力の作用時間 τ_1 、滑動終了時刻を τ_2 時間後とする時系列モデルを用い、このときの滑動量 x は(29)式で表される(下迫ら, 1994)。しかしながら、波力算定モデルの精度が不十分などの理由により実用には至らなかった。

$$x = \frac{g}{2W} \frac{P_H}{\mu(W' - P_U)} \{P_H - \mu(W' - P_U)\} \tau_1^2 \quad (29)$$

W : ケーソンの空中重量 (kN/m)

W' : ケーソンの水中重量 (kN/m)

τ_1 : 水平波力の作用時間(s)

なお、その他の記号は、(1)式と同じである。

その後しばらくは、滑動量に基づいた設計法に関する研究は行われなかったが、1990年代になって変形量に基づく設計法が注目されるようになり、下迫ら(1994)により三角形パルスの波力波形を用いた滑動量の算定式が提案された。正の波力のピーク付近のみを三角形パルスで近似した下迫ら(1994)のモデルは、砕波圧のように

作用時間の短い場合には波形を比較的正確に表現できるが、重複波圧のように作用時間の長い波形についてはやや誤差が大きくなる欠点がある。このときの滑動量 x は、(30)式で表される。なお、滑動開始時刻を t_1 とした場合の $t_2 (= \tau_0 - 2t_1)$ 以降の滑動量を、 t_2 におけるケーソンの運動エネルギーを位置エネルギーに変換することで求めているため、 t_2 以降の加速度による影響は考慮していないと考えられる。

$$x = \frac{g\tau_0^2(P_{2\max} - \mu(W' - U_{\max}))^3(P_{2\max} + \mu(W' + U_{\max}))}{8\mu W W'(P_{2\max} - \mu(W' - U_{\max}))^2} \quad (30)$$

ここで、

τ_0 : 衝撃波力および砕波波力成分の作用時間 (s)

$P_{2\max}$: 合田式において波圧係数 α^* を考慮した水平波力 (kN/m)

U_{\max} : 合田式における揚圧力 (kN/m)

W : ケーソンの空中重量 (kN/m)

W' : ケーソンの水中重量 (kN/m)

なお、その他の記号は、(1)式と同じである。

現在は、前述したように(21)式～(24)式に示した谷本ら(1996)による波力の時系列モデルを外力としたケーソンの運動方程式を時間に関して2回積分することにより滑動量を算定する手法が主流となっている。

しかしながら、ケーソンの運動方程式の数値積分により滑動量を算定するには、計算にかなりの負荷が掛かる。設計実務への導入という観点からは、レベル1信頼性設計法が最も適用性が高いと考えられるが、レベル1信頼性設計法構築のための滑動量算定モデルとしては、滑動量の算定精度だけでなく、数値積分や繰り返し計算を要しない簡便さも必要である。

よって、本研究では実用上十分な算定精度を持った簡易滑動量算定モデルを構築する。

4.2 簡易滑動量算定モデルの構築

前述したように、(21)式～(24)式に示した谷本ら(1996)の三角形パルスに正弦波形を組み合わせた波力の時系列モデルは、三角形パルスが衝撃波力および砕波波力成分を表し、重複波力成分を表す正弦波形を加えることにより、実際の波形に近くなっている。

ここでは、まず衝撃波力および砕波波力成分を表す三角形パルス波形による波力を外力とした場合のみを対象として、滑動量算定モデルを求める。三角形パルス波形による波力の時系列モデルは前出の(23)式で表される。

作用波力の時系列モデルとして、(23)式を考え(20)式の運動方程式を時間に関して2回積分し、滑動量を求める式を解析的に導くと(31)式になる((31)式の導出過程は付録Bを参照)。

$$S_i = \frac{3+2\sqrt{2}}{W/g+M_a} \cdot \frac{\tau_0^2}{4} x \left\{ \frac{P_{2\max} + \mu U_{\max}}{3} - \mu W' + \frac{(\mu W')^2}{P_{2\max} + \mu U_{\max}} - \frac{(\mu W')^3}{3 \cdot (P_{2\max} + \mu U_{\max})^2} \right\} \quad (31)$$

ここで、

S_i : 衝撃波力および砕波波力成分による滑動量

$P_{2\max}$: 合田式において波圧係数 α^* を考慮した水平波力 (kN/m)

U_{\max} : 合田式における揚圧力 (kN/m)

なお、その他の記号は、(20)式および(30)式と同じ。

次に、重複波力成分を表す正弦波形の波力作用時を対象として、解析的に滑動量を求める式の導出を試みたところ、式の形がかなり複雑になる上、繰り返し計算をしなければ滑動量を導くことができないことがわかった。そこで、(31)式の三角形パルス波形の波力作用時に対する滑動量算定モデルに、以下に示す波力作用時間と作用波力値に関する補正を行うことにより、衝撃波力および砕波波力成分だけでなく、加えて重複波力成分も作用した場合の滑動量算定モデルを構築することとする。

①作用時間に関する補正: 波力の作用時間 τ_0 を τ_{0F} へ置き換え

有限振幅性において水位が正となる時間 τ_{0F} は、衝撃波力および砕波波力成分の作用時間 τ_0 から衝撃的な影響を取り除いたものである。 τ_{0F} は(26)式により算定するため、周期のおよそ0.4～0.5倍の値となる。

②作用波力に関する補正: $P_{2\max}$ を $4/3P_{1\max}$ へ置き換え

正弦波形を三角形パルスで近似する際、作用波力を同じ値とすると面積比で正弦波形の方が約4/3倍大きくなる。これを補正するため、三角形パルスの値を重複波力成分による波力の4/3倍とする。

以上①および②を考慮した場合の波形モデルを図-13に示す。

補正した波力の時系列モデルによる滑動量と運動方程式の数値積分により求めた滑動量は、重複波力が支配的である場合には良い相関を示すが、重複波力の影響が小さくなるに従い相関が悪くなった。そこで、さらに重複波力の影響度を示す指標として、重複波力と抵抗力の比 $P_{1\max}/\mu(W'-U_{\max})$ を \tanh 関数に組み込み、 $4/3P_{1\max}$ および $4/3U_{\max}$ に乗じた。これにより、重複波力成分の影響が小

さい場合においても、算出される滑動量は運動方程式の数値積分により求めた滑動量との相関が高くなった。この滑動量算定モデルを(32)式～(34)式に示す。

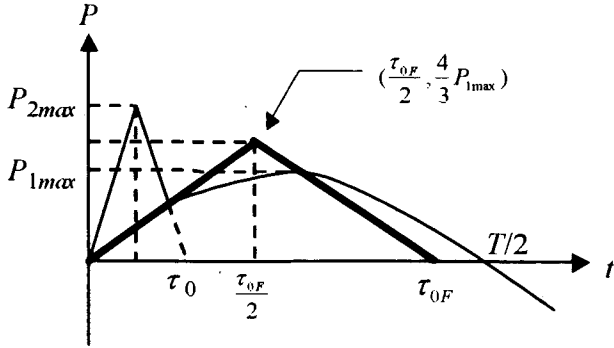


図-13 補正後の波力の時系列モデル

$$S_s = \frac{3+2\sqrt{2}}{W/g+M_a} \cdot \frac{\tau_{0F}^2}{4} \times \left\{ \frac{P_{1max}^* + \mu U_{max}^*}{3} - \mu W' + \frac{(\mu W')^2}{P_{1max}^* + \mu U_{max}^*} - \frac{(\mu W')^3}{3 \cdot (P_{1max}^* + \mu U_{max}^*)^2} \right\} \quad (32)$$

$$P_{1max}^* = P_{1max} \times \frac{4}{3} \cdot \tanh \left\{ \frac{P_{1max}}{\mu(W' - U_{max})} \right\} \quad (33)$$

$$U_{max}^* = U_{max} \times \frac{4}{3} \cdot \tanh \left\{ \frac{P_{1max}}{\mu(W' - U_{max})} \right\} \quad (34)$$

ここで、

S_s : 重複波力成分に衝撃波力および砕波波力成分を加えた場合の滑動量(m)

P_{1max} : 合田式において波圧係数 a_1 のみ考慮した時の水平波力 (kN/m)

U_{max} : 合田式における揚圧力 (kN/m)

なお、その他の記号は(20)式および(30)式と同じである。

(31)式に示した衝撃波力および砕波波力成分に対する滑動量算定モデル(モデル A)と(32)式に示した重複波力成分に衝撃波力および砕波波力成分の影響も考慮した滑動量算定モデル(モデル B)の使い分けは、防波堤の滑動に対して重複波力成分がどの程度寄与しているかによる。

3. での検討で対象にした 72 ケースのケーソン式防波堤のうち、もっとも滑動量の大きいケース 44 について、モンテカルロシミュレーションにより、本研究で構築し

た簡易滑動量算定モデルによる滑動量と谷本ら(1996)による波形モデルを外力とした運動方程式の数値積分による滑動量を比較した結果を図-14に示す。

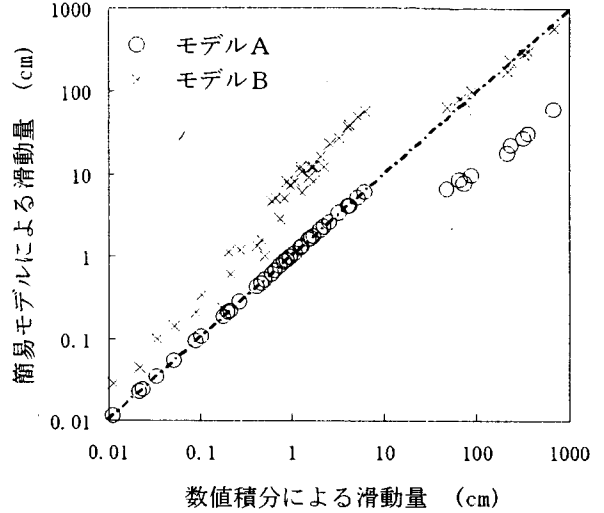


図-14 1波ごとの滑動量の比較

ここで、図示した滑動量は、100回のモンテカルロシミュレーションにより算定した1波毎の滑動量であるため、プロットされている点は、波郡中に含まれる波の数の100倍の内、滑動に寄与した波の数だけである。

次に、モデル A とモデル B の適用範囲について検討する。谷本ら(1996)による波力の時系列モデルによると、重複波力成分を表す正弦波形部分が滑動に寄与するかどうかは、 P_{1max} と $\mu(W' - U_{max})$ に依存する。よって、簡易滑動量算定モデルにより算定される滑動量と運動方程式の数値積分により求めた滑動量の比を $P_{1max}/\mu(W' - U_{max})$ に対して整理した。図-15に結果を示す。モデル A による滑動量の比は、 $P_{1max}/\mu(W' - U_{max})$ が 1.2 以下ではほぼ 1 であり、モデル B による滑動量の比は、 $P_{1max}/\mu(W' - U_{max})$ が 1.2 以上ではほぼ 1 である。

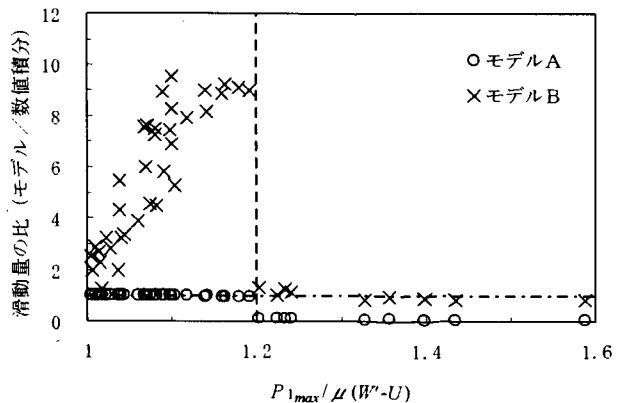


図-15 $P_{1max}/\mu(W' - U_{max})$ に対するモデルの算定精度

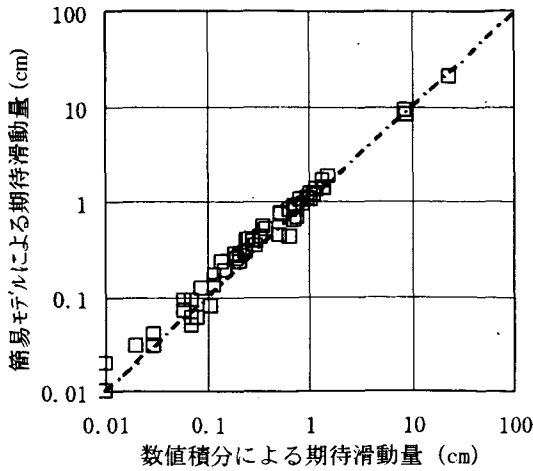


図-16 簡易滑動量算定モデルと運動方程式の数値積分による期待滑動量の比較

検討対象とした 72 ケースのケーソン式防波堤について、モンテカルロシミュレーションにより、波群来襲時（50年確率波高）の簡易滑動量算定モデルによる期待滑動量と谷本ら（1996）による波形モデルを外力とした運動方程式の数値積分による滑動量を比較した。結果を図-16 に示す。ここでは、設計における安全性を考慮し、 $P_{1max}/\mu(W-U_{max})$ が 1.2 以下ではモデル A を用い、 $P_{1max}/\mu(W-U_{max})$ が 1.2 以上ではモデル B を用いている。簡易滑動量算定モデルによる滑動量と運動方程式の数値積分による滑動量は調和的であり、構築した簡易滑動量算定モデルの妥当性は示されたといえる。

本章の結果を踏まえて、次章においては、構築した簡易滑動量算定モデルを用いて、滑動量に基づくレベル 1 信頼性設計法を構築する。

5. 滑動量に基づくレベル 1 信頼性設計法

5.1 性能関数

レベル1信頼性設計法、つまり部分安全係数設計法を構築するためには、破壊を表す性能関数に対して1次の信頼性解析（FORM）を実施し、破壊確率の目標値に対する設計結果の有する破壊確率の分散が最小になるようにキャリブレーションを実施し、部分安全係数を算定する必要がある。

前章での検討結果に基づき、滑動量に基づくレベル 1 信頼性設計法に用いる性能関数を定義する。性能関数 Z は、(35)式および(36)式となる。ここで、 S_a は破壊を定義する滑動量、すなわち許容滑動量を表している。

モデル A

$$\begin{aligned} Z &= S_a - S_i \\ &= S_a - \frac{3+2\sqrt{2}}{W/g+M_a} \cdot \frac{\tau_0^2}{4} \times \\ &\quad \left\{ \frac{P_{2max} + \mu U_{max}}{3} - \mu W' + \frac{(\mu W')^2}{P_{2max} + \mu U_{max}} - \frac{(\mu W')^3}{3 \cdot (P_{2max} + \mu U_{max})^2} \right\} \end{aligned} \quad (35)$$

モデル B

$$\begin{aligned} Z &= S_a - S_i \\ &= S_a - \frac{3+2\sqrt{2}}{W/g+M_a} \cdot \frac{\tau_{0F}^2}{4} \times \left\{ \frac{P'_{1max} + \mu U'_{max}}{3} \right. \\ &\quad \left. - \mu W' + \frac{(\mu W')^2}{P'_{1max} + \mu U'_{max}} - \frac{(\mu W')^3}{3 \cdot (P'_{1max} + \mu U'_{max})^2} \right\} \end{aligned} \quad (36)$$

ここで、

S_a : 許容滑動量(m)

なお、その他の記号は、(31)式~(34)と同じである。

許容滑動量 S_a は、図-5に示す実際の被災事例による破壊確率と谷本ら（1996）の波力モデルを用いたモンテカルロシミュレーションによる期待滑動量の比較より 30cm とした。

5.2 変動係数および感度係数

キャリブレーションには、前章までの検討で対象にしたケーソン式防波堤72ケースの中のケーソン式混成堤35ケースを検討に用いた。

確率変数として扱う設計パラメタは、波力の作用時間 τ (モデルAの τ_0 、モデルBの τ_{0F})、水平波力 P (モデルAの P_{1max} 、モデルBの P_{2max})、揚圧力 U (モデルAおよびモデルBの U_{max})、摩擦係数 μ 、堤体自重 W 、潮位 WL とした。摩擦係数、潮位の確率分布は長尾（2002）に従い表-1に示した値を用いた。堤体自重の確率分布は、長尾（2002）の用いた確率分布を参考に、ここでは平均値の偏り 1.0、変動係数 0.03 を用いた。波力の作用時間、水平波力、揚圧力の平均値の偏りおよび変動係数は、沖波波高推定精度、波浪変形計算精度、砕波変形計算精度、波力算定式推定精度および潮位の確率分布に対して、検討対象である 35 ケースについてモンテカルロシミュレーションを実施し、ケース毎に評価した。波浪変形計算精度および潮位の従う確率分布は条件によって異なる。潮位の従う確率分布の違いは変動係数のみであり、波力の作用時間、水平波力、揚圧力の平均値の偏りおよび変動係数の評価結果に与える影響は無視できるが、波浪変形計算精度の従う確率分布の違いが結果に与える影響は

無視できないため、波浪変形計算精度の従う確率分布の違いに応じて変数の平均値の偏りと変動係数を評価した。

その根拠として、図-17および図-18に各ケースのモデルAおよびモデルBの波力の作用時間、水平波力、揚圧力の平均値の偏りと変動係数を示す。ケース67のみが水深変化急であり、他のケースはすべて水深変化緩であることから、ケース67の水平波力と揚圧力の平均値の偏りのみ大きな値となる。また、ケース47に関しては、水平波力の平均値の偏りおよび変動係数は、揚圧力の平均値の偏りおよび変動係数と値が大きく異なるが、このケースは天端高が高く、静水面上波圧強度が0となる高さ η^* が、ケーソン天端より低いため、水平波力にのみ η^* の変動の影響が表れるためである。

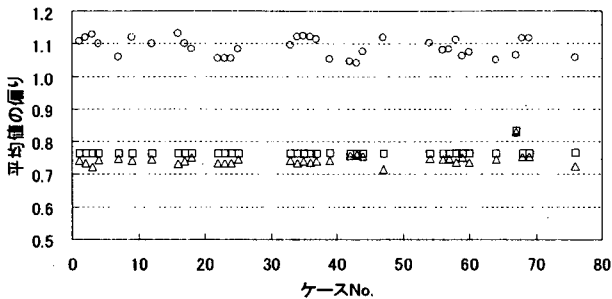


図-17(a) モデルAの変数の平均値の偏り

(○：波力の作用時間 τ ，△：水平波力，□：揚圧力)

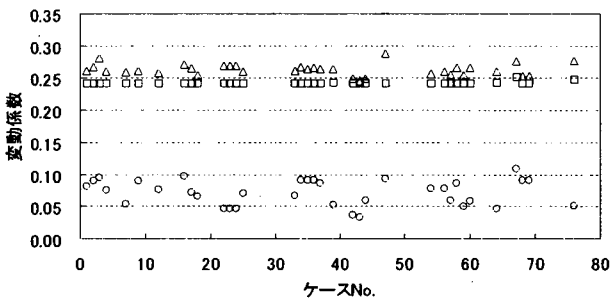


図-17(b) モデルAの波力の変数の変動係数

(○：波力の作用時間 τ ，△：水平波力，□：揚圧力)

また、変数間の相関係数についても、平均値の偏りと変動係数の評価と同時に、モンテカルロシミュレーションによりケース毎に算定した。評価結果の平均値の偏りと変動係数および設計パラメタ間の相関係数に関して、35ケースの平均値と標準偏差を表-3、表-4および表-5に示す。ただし、水深変化急のケースは、35ケース中1ケースであるため、水深変化急の場合には標準偏差は評価できない。

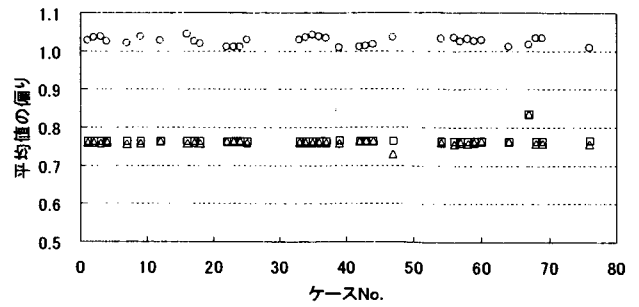


図-18(a) モデルBの変数の平均値の偏り

(○：波力の作用時間 τ ，△：水平波力，□：揚圧力)

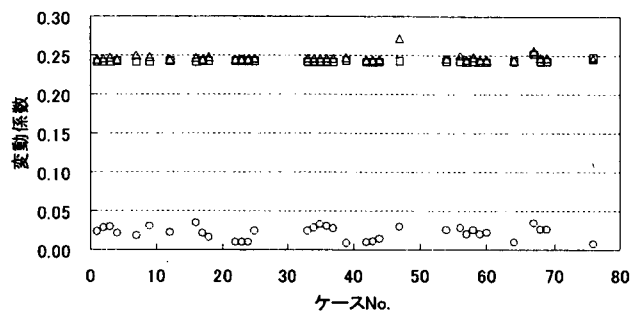


図-18(b) モデルBの波力の変数の変動係数

(○：波力の作用時間 τ ，△：水平波力，□：揚圧力)

各設計パラメタに対する感度係数は、35ケースを対象にケース毎に評価した各設計パラメタの平均値の偏り、変動係数および変数間の相関係数も考慮して、信頼性解析(FORM)により評価した。本研究ではFORMの計算にRCP GmbH社製の信頼性解析プログラム COMREL を用いた。

図-19 および図-20 は各ケースのモデルAおよびモデルBに関する波力の作用時間 τ 、水平波力 P 、揚圧力 U 、摩擦係数 μ 、堤体自重 W 、潮位 WL の感度係数である。ケース毎にかなりばらつきがあり、前述した波浪変形計算精度の従う確率分布が異なるケース67と η^* が天端高より小さいケース47の値は、そのばらつきの範囲内にある。よって、感度係数については、波浪変形計算精度に関して場合分けしないこととする。

35ケースについて得られた感度係数の平均値を表-6に示す。部分安全係数の算定においては、表-6に示した感度係数の35ケースの平均値を用いることとする。

表-3(a) 平均値の偏りの平均値と標準偏差
(波浪変形計算精度：水深変化緩)

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
τ	1.091	0.028	1.027	0.010
P	0.741	0.010	0.760	0.006
U	0.766	0.000	0.766	0.000

表-3(b) 平均値の偏りの平均値と標準偏差
(波浪変形計算精度：水深変化急)

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
τ	1.064	—	1.018	—
P	0.828	—	0.834	—
U	0.837	—	0.837	—

表-4(a) 変動係数の平均値と標準偏差
(波浪変形計算精度：水深変化緩)

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
τ	0.071	0.019	0.021	0.008
P	0.262	0.009	0.247	0.005
U	0.242	0.001	0.242	0.001

表-4(b) 変動係数の平均値と標準偏差
(波浪変形計算精度：水深変化急)

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
τ	0.109	—	0.034	—
P	0.276	—	0.256	—
U	0.252	—	0.252	—

表-5(a) 相関係数の平均値と標準偏差
(波浪変形計算精度：水深変化緩)

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
$\tau - P$	-0.655	0.030	-0.623	0.012
$\tau - U$	-0.596	0.018	-0.609	0.004
$P - U$	0.995	0.004	0.999	0.003
$WL - \tau$	0.192	0.179	0.279	0.080

表-5(b) 相関係数の平均値と標準偏差
(波浪変形計算精度：水深変化急)

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
$\tau - P$	-0.694	—	-0.655	—
$\tau - U$	-0.635	—	-0.645	—
$P - U$	0.995	—	0.999	—
$WL - \tau$	0.207	—	0.132	—

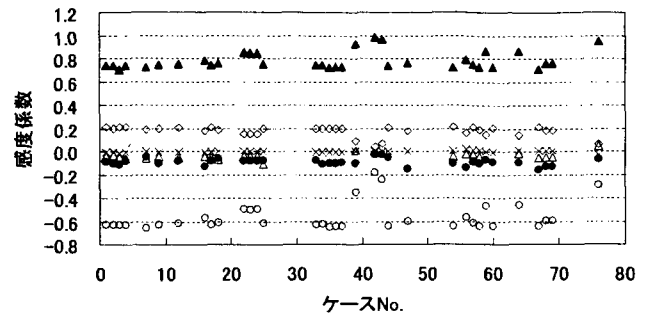


図-19 モデルAの各変数の感度係数

(●:波力の作用時間, ○:水平波力, ×:揚圧力, ▲:摩擦係数, ◇:堤体自重, △:潮位)

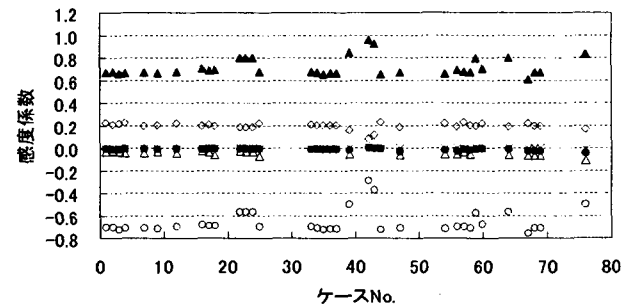


図-20 モデルBの各変数の感度係数

(●:波力の作用時間, ○:水平波力, ×:揚圧力, ▲:摩擦係数, ◇:堤体自重, △:潮位)

表-6 感度係数

設計パラメタ	モデルA		モデルB	
	μ	σ	μ	σ
τ	-0.093	0.030	-0.014	0.010
P	-0.564	0.122	-0.656	0.105
U	-0.001	0.009	-0.004	0.003
μ	0.785	0.076	0.715	0.081
W	0.174	0.045	0.196	0.030
WL	-0.040	0.028	-0.051	0.020

5.3 部分安全係数

長尾(2002)によると、既設のケーソン式防波堤の50年確率波高に対する外的安定(滑動・転倒・支持力)のシステムとしての総合安全性指標は平均値2.4程度、標準偏差0.3程度の値である。本研究では、部分安全係数算定のための破壊確率の目標値としては、長尾(2002)の算定結果を(19)式により破壊確率に換算し 8.2×10^{-3} とした。

部分安全係数は、(37)式により算定できる。

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \beta_T V_X) \frac{\mu_X}{X_k} \quad (37)$$

ここで、

- β_T : 目標安全性指標
- γ_X : 確率変数 X の部分係数
- α_X : 確率変数 X の感度係数
- V_X : 確率変数 X の変動係数
- μ_X : 確率変数 X の平均値
- X_k : 確率変数 X の特性値

(37)式により部分安全係数を算定する際の変動係数と感度係数は、表-4 および表-6 に示した 35 ケースの平均値を用いる。目標安全性指標は、破壊確率の目標値に対する設計結果の構造物の持つ破壊確率の分散が最小になるように決定する。具体的には、まず、ある安全性指標を設定し、(37)式より部分安全係数を設定し、その部分安全係数を用いて、試設計を行い防波堤の堤体幅 B を決定する。次に、試設計結果の堤体幅に対して、信頼性解析を実施し、破壊確率を算定する。これを 35 ケースについて行い、破壊確率の目標値に対する 35 ケースの破壊確率の分散を求める。この検討を安全性指標をパラメタとして行うことにより、安全性指標に対する破壊確率の目標値に対する分散を評価する。

図-21 は、モデル A およびモデル B について、上述した方法により安全性指標に対する破壊確率の目標値に対する破壊確率の分散を評価したものである。図より、モデル A およびモデル B とともに、目標値に対する分散が最小となる安全性指標は 2.6 であり、目標安全性指標としては、2.6 とすればよい。

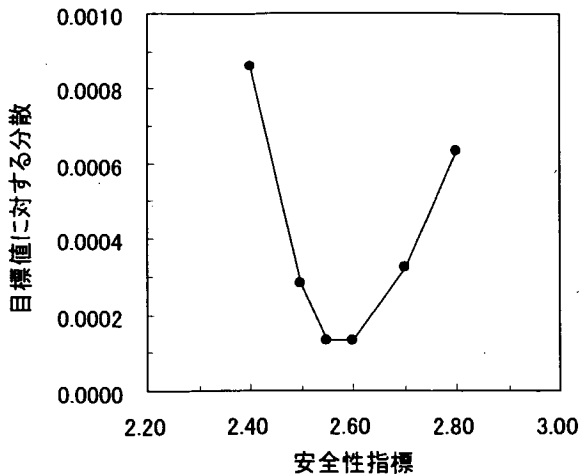


図-21 (a) 目標破壊確率に対する破壊確率の分散 (モデル A)

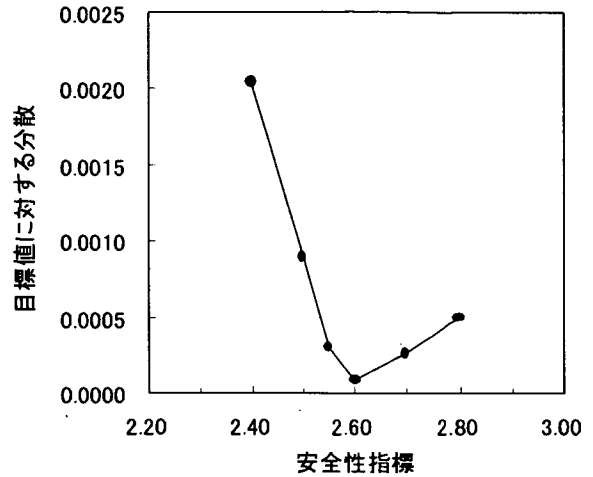


図-21 (b) 目標破壊確率に対する破壊確率の分散 (モデル B)

目標安全性指標の算定結果に基づき、部分安全係数を(37)式により評価した。表-7 に部分安全係数の一覧表を示す。ただし、表-7(b) に示した水深変化が急な場合の部分安全係数は 1 ケースの事例に基づいて設定している。

表-7(a) 部分安全係数 (水深変化緩)

	モデル A	モデル B
γ_r	1.11	1.03
γ_P	1.02	1.08
γ_U	0.77	0.77
γ_μ	0.74	0.76
γ_W	0.99	0.98
γ_{WL}		
$V=0.2$	1.02	1.03
$V=0.4$	1.04	1.05

表-7(b) 部分安全係数 (水深変化急)

	モデル A	モデル B
γ_r	1.09	1.02
γ_P	1.17	1.20
γ_U	0.84	0.84
γ_μ	0.74	0.76
γ_W	0.99	0.98
γ_{WL}		
$V=0.2$	1.02	1.03
$V=0.4$	1.04	1.05

以下に、滑動量に基づくレベル 1 の信頼性設計を行う場合の設計の手順と安全性照査式を示す。

設計の手順

- ① モデル A の安全性照査式(38)式および(39)式により、堤体幅を決定する。

$$S_a - \frac{3+2\sqrt{2}}{\gamma_{WA}W/g+M_a} \cdot \frac{\gamma_{r0}\tau_0^2}{4} \times \left\{ \frac{\gamma_{PA}P_{2max} + \gamma_{\mu A}\mu\gamma_{UA}U_{max}}{3} - \gamma_{\mu A}\mu W'_A \right. \\ \left. + \frac{(\gamma_{\mu A}\mu W'_A)^2}{\gamma_{PA}P_{2max} + \gamma_{\mu A}\mu\gamma_{UA}U_{max}} - \frac{(\gamma_{\mu A}\mu W'_A)^3}{3 \cdot (\gamma_{PA}P_{2max} + \gamma_{\mu A}\mu\gamma_{UA}U_{max})^2} \right\} > 0 \quad (38)$$

$$W'_A = \gamma_{WA}W - B(h' + \gamma_{wLA}WL) \quad (39)$$

ここで、

B : ケーソン式混成堤の堤体幅(m)

h' : ケーソン底面における水深(m)

なお、その他の記号は、(31)式~(34)式と同じである。

- ② (40)式により、モデル A の適用範囲内であるかどうかの判定をする。

$$\frac{P_{1max}}{\mu(W' - U_{max})} < 1.2 \quad (40)$$

- ③ (40)式を満足する場合は、①で求めた堤体幅が必要堤体幅である。
 ④ (40)式を満足しない場合は、モデル B の安全性照査式(41)式および(42)式により求めた、堤体幅が必要堤体幅である。

$$S_a - \frac{3+2\sqrt{2}}{\gamma_{WB}W/g+M_a} \cdot \frac{(\gamma_{r0F}\tau_{0F})^2}{4} \times \left\{ \frac{\gamma_{PB}P_{1max}^n + \gamma_{\mu B}\mu\gamma_{UB}U_{max}^n}{3} \right. \\ \left. - \gamma_{\mu B}\mu W'_B + \frac{(\gamma_{\mu B}\mu W'_B)^2}{\gamma_{PB}P_{1max}^n + \gamma_{\mu B}\mu\gamma_{UB}U_{max}^n} - \frac{(\gamma_{\mu B}\mu W'_B)^3}{3 \cdot (\gamma_{PB}P_{1max}^n + \gamma_{\mu B}\mu\gamma_{UB}U_{max}^n)^2} \right\} > 0 \quad (41)$$

$$W'_B = \gamma_{WB}W - B(h' + \gamma_{wLB}WL) \quad (42)$$

ここで、記号は、(38)式、(39)式と同じである。

上述の設計の手順における注意点として、(40)式を満足せず、モデル B により堤体幅を決めた場合に、決めた堤体幅が(40)式を満足してしまうケースもある。このようなケースは、決めた堤体幅では堤体重量が大きいため、滑動限界抵抗力が大きく、波圧モデルの重複波成分の影響は及ばないことになる。しかしながら、このようなケースはモデル A で決めた堤体幅では、波圧モデルの重複

波成分の影響が及ぶため、必要な安全性は得られない。よって、本研究で示す設計の手順では、モデル A で決定した堤体幅についてのみ(40)式による適用範囲の判定を行い、満足しない場合にモデル B で堤体幅を決め、設計終了とする。

次に、構築したレベル1信頼性設計法の信頼度について検討した。図-22 は、力の釣合いに基づき滑動安全率1.2として設計した場合と構築したレベル1信頼性設計法により設計した場合で、ケーソン式混成堤35ケースの滑動量に基づく滑動破壊に対する安全性指標のばらつきを評価したものである。レベル1信頼性設計法を行うことにより、安全性のばらつきは小さくなり、信頼度の高い設計法となっていることがわかる。

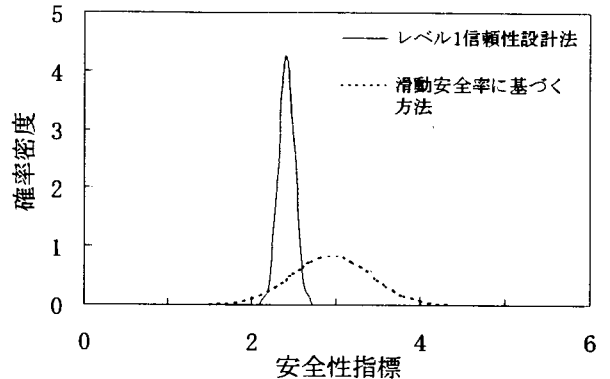


図-22 安全性指標のばらつき

構築した滑動量に基づくレベル1信頼性設計法により、設計した場合のケーソン式混成堤の堤体幅について検討した。

図-23 は、力の釣合いに基づき滑動安全率1.2として決定した堤体幅と滑動量に基づくレベル1信頼性設計法により決定した堤体幅を比較したものである。滑動量に基づくレベル1信頼性設計法により決定した堤体幅は、安全率に基づく設計法より決定した堤体幅に比べて小さくなり、検討対象の35ケースを平均すると0.7倍である。

図-24 は、モンテカルロシミュレーションを用いて谷本ら(1996)による波力の時系列モデルを外力とした運動方程式を数値積分することにより算定した期待滑動量が30cm以下となるように決定した堤体幅と滑動量に基づくレベル1信頼性設計法により決定した堤体幅を比較したものである。レベル1信頼性設計法により決定した堤体幅は、期待滑動量が30cm以下となるように決定した堤体幅とほとんど同じ堤体幅となることがわかる。

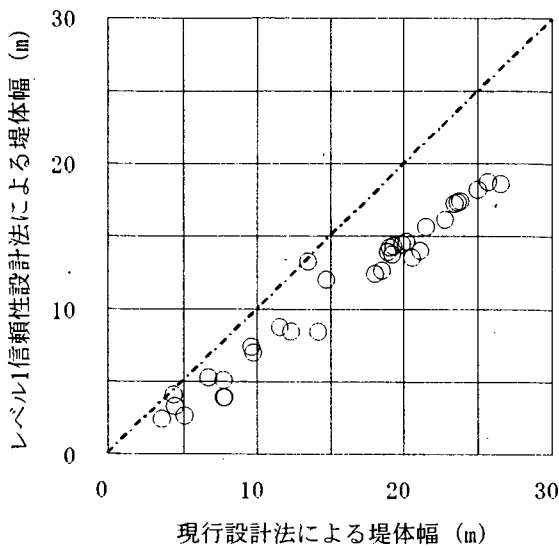


図-23 堤体幅の比較結果

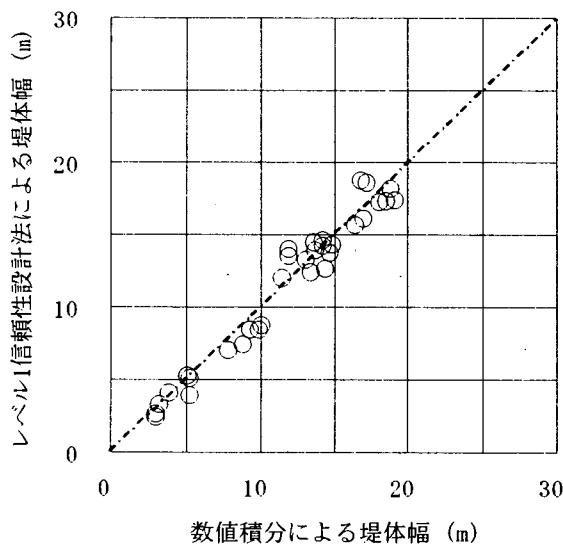


図-24 堤体幅の比較結果

6. まとめ

本研究では、ケーソン式防波堤の滑動破壊を対象として、信頼性設計の制御対象（力の釣合いか滑動量か）の違いによる信頼度の相関性を明らかにするとともに、滑動量を制御対象としたレベル1信頼性設計法を構築した。得られた結論を要約すると以下のとおりである。

- ①滑動量に基づく破壊確率について実被災事例に基づく破壊確率との相関を検討したところ、概ね30cmを破壊の基準と考えた場合の破壊確率が実際の破壊確率と整合することがわかった。
- ②力の釣合いに基づく破壊確率と滑動量に基づく破壊確

率を比較したところ、相関は認められるものの非常に小さい。この原因は設計法に内在するものであり、外力としての波群や波力作用時間により整理可能である。

- ③個別のケースにおいては、堤体幅を変化させた場合の力の釣合いに基づく破壊確率と滑動量は高い相関性を示した。これにより、力の釣合いに基づいた信頼性設計法によっても許容滑動量を緩和して経済的な設計への対応が可能である。
- ④谷本ら（1996）の波力モデルを外力とした運動方程式を数値積分して評価した滑動量と同程度の精度を有する簡易滑動量算定モデルを作成した。
- ⑤簡易滑動量算定モデルにより滑動量に基づいたレベル1信頼性設計法を構築した。これにより、安全率に基づく設計法より信頼性が高く、また、堤体幅は検討した35ケースの平均で0.7倍となる。

7. おわりに

本研究では、ケーソン式混成堤に対して滑動量に基づくレベル1信頼性設計法を構築したが、同様なアプローチにより消波ブロック被覆堤や重力式特殊防波堤についても滑動量に基づくレベル1信頼性設計法の構築が可能である。今後は、消波ブロック被覆堤や重力式特殊防波堤についても滑動量に基づくレベル1信頼性設計法を構築していく予定である。また、滑動量に対する復旧費用を算定することにより、ライフサイクルコストの算定もより合理的に行うことができると考えている。

さらに、今回示した力の釣合いと変形量という異なる設計の制御対象を結びつけるという試みが港湾構造物のみならず、多方面へと発展することを願っており、本研究がそのための一助になれば幸いであると考えている。

(2003年2月14日受付)

謝辞

独立行政法人港湾空港技術研究所耐波研究室の下迫室長には、モンテカルロシミュレーションによるケーソン式防波堤の滑動量算定プログラムを提供していただきました。本研究においては、提供していただいたプログラムを一部修正して使用しています。

また、山本修司港湾研究部長のご指導と、港湾施設研究室の方々の多大なるご協力を得ることによって本研究をとりまとめることが出来ました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄(1966)：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻第14号，pp.1-134.
- 運輸省港湾局監修(1999)：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会
- 河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也(1997)：潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率，港湾技術研究所報告，Vol. 36, No.4, pp. 3-41.
- 気象庁(1994)：平成6年潮位表
- 合田良実(1973)：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第12巻第3号，pp.31-69.
- 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷拓(1987)：捨石マウンド支持力の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol. 26, No.2, pp.371-411.
- 下迫健一郎・高橋重雄(1994)：混成防波堤の期待滑動量の計算法，海岸工学論文集，Vol.41(2), pp.756-760.
- 下迫健一郎・高橋重雄(1998)：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法，港湾技術研究所報告，第37巻第3号
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三(1922)：混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案，海岸工学論文集，第39巻，pp.676-680.
- 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭(1996)：混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル，海岸工学論文集，Vol.43, pp.846-850.
- 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司(1988)：大水深混成堤の耐波安定性に関する研究(第1報) 一台形型直立部に働く波力および滑動安定性一，港湾技術研究所報告，第27巻第1号，pp.3-29.
- 長尾 毅・門脇陽治・寺内 潔(1995)：信頼性設計法による防波堤の全体系安全性(第1報) ～滑動安全性に関する検討～，港湾技術研究所報告，第34巻第1号，pp.69-113.
- 長尾 毅・吉浪康行(2001)：信頼性解析によるケーソン式防波堤の外的安定性評価，構造工学論文集Vol.47A, pp.305-312.
- 長尾 毅(2001)：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計法の適用，土木学会論文集，No.689, I -57, pp.173-182.
- 長尾 毅(2002)：港湾構造物の技術基準の改訂動向，第5回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会鋼構造委員会，pp.9-20
- 中山康二・山口邦彦・石貫国郎・柳田和喜・中山政勝・滑川伸孝(2002)：周期のばらつきを考慮した半没水型上部斜面堤の期待滑動量，海洋開発論文集，第18巻，pp.353-358.
- 星谷 勝・石井 清(1986)：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会.
- 湯 怡新・土田孝(1998)：波圧作用時における防波堤基礎の支持力不足に伴う沈下量の計算法，土木学会論文集，No.645, III-50, pp.91-102.
- Hasofer, A. M. and Lind, N. C.(1974)：Exact and Invariant Second moment Code Format, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.100, No.EM1, pp.111-121.
- Takayama, T and Ikeda, N. (1993)：Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design, Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol.31, No.5, pp.3-32.

付録A 検討対象としたケーソン式防波堤の設計条件

検討対象としたケーソン式防波堤の設計諸元を表-A.1～表-A.10に示す。

ここでは、長尾（2002）で用いられている76ケースを示した。本研究では、以下に述べる理由により、ケーソン式混成堤35ケース、消波ブロック被覆堤37ケース、合計72ケースを対象とした。

ケース 13：衝撃砕波力を考慮すべき条件であるが、衝撃砕波力を考慮せずに堤体断面が決まっているため、衝撃砕波力を考慮すると滑動安全率 1.2 を満足しない。

ケース 14：衝撃砕波力を考慮すべき条件であるが、衝撃砕波力を考慮せずに堤体断面が決まっているため、衝撃砕波力を考慮すると滑動安全率 1.2 を満足しない。

ケース 38：潮位を考慮せずに堤体断面が決まっているため、潮位を考慮すると滑動安全率 1.2 を満足しない。

ケース 72：堤体断面を決めるための波力算定式が合田式ではない。

表-A.1 検討対象ケースの条件 (ケース1~8)

ケース番号	単位	1	2	3	4	5	6	7	8
水深 h	m	21.00	21.50	17.50	21.00	11.50	10.50	13.00	10.50
基面水深 h'	m	16.00	17.00	13.50	16.00	8.50	8.00	8.50	8.00
マウンド上水深 d	m	13.30	14.30	10.30	13.30	6.10	5.60	7.50	5.60
天端高 hc	m	5.00	6.50	6.40	5.00	4.00	4.00	4.50	4.00
堤体幅 B	m	25.00	29.00	24.50	24.00	12.00	11.50	11.50	11.50
マウンド前肩幅 BM	m	10.60	12.60	11.50	12.50	0.00	0.00	9.00	0.00
入射角	°	15.00	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00
海底勾配	-	0.0077	0.0100	0.0090	0.0080	0.0100	0.0100	0.0050	0.0100
摩擦係数 μ	-	0.70	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	13.50	14.00	14.00	13.50	12.00	12.00	14.00	12.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	7.50	9.40	9.80	7.10	5.30	5.30	3.74	5.80
最大波高 H_{max}	m	13.40	16.68	14.05	12.50	9.10	8.60	6.73	8.70
設計潮位 WL	m	0.50	0.50	0.50	0.70	0.50	0.50	0.50	0.50
潮位変動係数	-	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
波力算定式変動係数	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.12	0.12	0.19	0.12
波力算定式平均値の偏り	-	0.91	0.91	0.91	0.91	0.84	0.84	0.91	0.84
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	0	0	0	0	1	1	0	1
フーチングを除く堤体幅	m	22.00	26.00	24.50	24.00	12.00	11.50	11.50	11.50
フーチング長さ	m	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
フーチング厚さ	m	2.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ケーソンの体積	m ³ /m	93.603	108.599	74.811	83.644	31.608	29.562	28.832	29.562
カウチングラットの体積	m ³ /m	1.495	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	277.609	366.263	280.378	312.389	82.722	74.287	80.643	74.287
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	10.638	12.807	12.312	11.967	5.670	5.401	5.525	5.401
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	45.800	99.500	79.950	55.600	20.950	20.201	24.770	19.950
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00

表-A.2 検討対象ケースの条件 (ケース9~16)

ケース番号	単位	9	10	11	12	13	14	15	16
水深 h	m	16.00	16.50	15.50	22.00	27.50	26.50	12.30	14.70
基面水深 h'	m	13.00	12.50	11.50	16.50	18.50	16.50	7.00	12.50
マウンド上水深 d	m	11.50	9.30	7.30	15.00	15.00	13.30	5.50	10.50
天端高 hc	m	6.00	7.00	6.50	6.00	6.00	6.00	4.00	5.50
堤体幅 B	m	19.00	15.50	14.50	24.00	24.00	24.00	10.50	21.00
マウンド前肩幅 BM	m	7.00	0.00	0.00	8.00	33.00	28.00	0.00	0.00
入射角	°	25.00	54.00	52.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00
海底勾配	-	0.0130	0.0110	0.0110	0.0140	0.0050	0.0050	0.0070	0.0230
摩擦係数 μ	-	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	13.50	13.00	12.50	13.00	13.00	13.00	13.00	11.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	8.50	7.90	7.50	8.00	8.00	7.40	4.20	7.40
最大波高 H_{max}	m	13.07	12.85	12.40	14.30	14.30	13.30	7.50	13.30
設計潮位 WL	m	0.50	0.50	0.50	1.50	1.40	1.40	1.50	0.40
潮位変動係数	-	0.40	0.40	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20	0.40
波力算定式変動係数	-	0.19	0.12	0.12	0.19	0.19	0.19	0.12	0.19
波力算定式平均値の偏り	-	0.91	0.84	0.84	0.91	0.91	0.91	0.84	0.91
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	0	1	1	0	0	0	1	0
フーチングを除く堤体幅	m	19.00	15.50	14.50	24.00	20.00	20.00	10.50	21.00
フーチング長さ	m	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00
フーチング厚さ	m	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00
ケーソンの体積	m ³ /m	60.142	42.586	42.627	85.640	83.666	77.398	22.033	60.489
カウチングラットの体積	m ³ /m	17.343	1.903	0.000	4.729	19.506	17.397	0.000	3.219
中詰砂の体積	m ³ /m	195.753	151.201	124.435	375.351	271.284	279.422	73.392	217.986
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	9.396	7.713	6.939	14.280	11.544	11.783	4.326	12.306
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	58.600	44.775	51.150	59.000	92.275	68.600	15.150	82.400
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	20.00	20.00	20.00	19.00	21.00	20.00	19.00	20.00

表-A.3 検討対象ケースの条件 (ケース17~24)

ケース番号	単位	17	18	19	20	21	22	23	24
水深 h	m	23.20	12.70	16.50	15.30	19.00	19.50	19.50	19.50
基面水深 h'	m	16.50	9.50	11.50	11.50	13.00	10.70	10.70	10.70
マウント上水深 d	m	13.00	8.00	10.00	10.00	11.50	9.70	9.70	9.70
天端高 hc	m	6.20	5.00	5.80	5.70	5.30	2.80	2.80	2.80
堤体幅 B	m	29.00	12.00	16.50	17.00	17.00	10.50	10.50	10.50
マウント前肩幅 BM	m	10.00	10.00	0.00	0.00	0.00	6.50	6.50	6.50
入射角	°	7.00	23.00	13.50	28.50	20.00	0.00	5.50	0.00
海底勾配	-	0.0020	0.0100	0.0050	0.0050	0.0020	0.0100	0.0100	0.0100
摩擦係数 μ	-	0.60	0.60	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	14.00	13.00	13.00	13.00	13.00	7.00	7.00	7.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	8.00	3.50	7.10	7.20	6.30	3.30	3.30	3.30
最大波高 H_{max}	m	14.36	6.40	12.80	12.70	11.20	5.90	5.94	5.90
設計潮位 WL	m	1.40	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80	0.80	0.80
潮位変動係数	-	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
波力算定式変動係数	-	0.19	0.19	0.12	0.12	0.12	0.19	0.19	0.19
波力算定式平均値の偏り	-	0.91	0.91	0.84	0.84	0.84	0.91	0.91	0.91
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	0	0	1	1	1	0	0	0
フーチングを除く堤体幅	m	25.00	10.00	16.50	17.00	15.00	7.50	7.50	7.50
フーチング長さ	m	2.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.50	1.50
フーチング厚さ	m	1.50	1.00	0.00	0.00	2.25	1.00	1.00	1.00
ケソンの体積	m ³ /m	100.889	28.831	47.339	48.224	48.255	28.736	28.736	28.736
カクタ・バラストの体積	m ³ /m	26.896	2.779	0.000	0.000	4.851	1.339	1.311	1.311
中詰砂の体積	m ³ /m	367.738	87.076	173.982	179.774	174.498	62.544	62.253	62.253
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	10.477	5.147	9.680	10.002	7.897	2.909	2.909	2.909
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	66.420	24.000	30.072	38.710	26.223	7.100	7.100	7.100
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	19.00	18.60	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50

表-A.4 検討対象ケースの条件 (ケース25~32)

ケース番号	単位	25	26	27	28	29	30	31	32
水深 h	m	13.10	12.60	14.50	10.60	11.50	7.20	11.50	13.00
基面水深 h'	m	10.50	9.50	10.00	7.00	8.00	4.50	8.00	8.00
マウント上水深 d	m	7.60	8.00	8.60	6.30	6.50	5.00	6.50	6.50
天端高 hc	m	5.00	5.00	3.60	3.00	7.00	5.70	7.00	7.00
堤体幅 B	m	18.00	14.50	11.80	9.90	15.60	6.60	14.00	15.50
マウント前肩幅 BM	m	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
入射角	°	12.00	0.00	14.60	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00
海底勾配	-	0.0090	0.0040	0.0330	0.0100	0.0090	0.0100	0.0100	0.0100
摩擦係数 μ	-	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.60	0.70	0.70
周期 $T_{1/3}$	s	12.00	14.00	12.50	10.50	12.00	7.40	12.00	12.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	5.50	6.01	4.80	4.90	8.00	3.50	8.00	8.00
最大波高 H_{max}	m	9.60	9.96	8.40	7.50	11.30	5.70	11.60	11.60
設計潮位 WL	m	1.60	1.33	1.10	0.80	3.60	4.40	3.60	3.60
潮位変動係数	-	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
波力算定式変動係数	-	0.19	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
波力算定式平均値の偏り	-	0.91	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	0	1	1	1	1	1	1	1
フーチングを除く堤体幅	m	18.00	14.50	9.80	8.90	13.60	6.60	13.00	13.50
フーチング長さ	m	0.00	0.00	1.00	0.50	1.00	0.00	0.50	1.00
フーチング厚さ	m	0.00	0.00	0.70	0.50	1.00	0.00	0.70	1.00
ケソンの体積	m ³ /m	50.456	35.261	29.890	18.910	35.290	15.660	30.489	35.130
カクタ・バラストの体積	m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.405	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	177.570	132.645	79.410	50.713	101.710	33.660	53.651	95.340
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	7.774	6.094	3.860	2.119	7.840	1.490	6.157	13.330
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	42.240	35.250	21.120	17.400	42.150	9.600	69.698	41.850
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	18.50	21.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00

表-A.5 検討対象ケースの条件 (ケース33~40)

ケース番号	単位	33	34	35	36	37	38	39	40
水深 h	m	18.50	13.50	14.50	15.60	17.00	12.00	17.20	13.40
基面水深 h'	m	13.00	10.00	12.00	12.00	13.00	9.00	10.00	9.00
マウント上水深 d	m	11.50	8.00	10.50	10.50	11.50	8.00	9.00	7.50
天端高 hc	m	6.00	8.00	5.50	5.50	5.50	4.50	4.80	7.60
堤体幅 B	m	22.30	24.50	22.60	23.20	22.30	17.20	8.50	18.00
マウント前肩幅 BM	m	15.80	15.50	11.00	15.60	15.60	7.50	6.50	0.00
入射角	°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.00	30.00	0.00
海底勾配	-	0.0100	0.0200	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0050	0.0060
摩擦係数 μ	-	0.70	0.60	0.70	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	12.50	13.50	14.00	14.00	14.00	10.80	5.90	16.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	8.40	8.40	8.50	8.50	8.50	4.80	2.80	9.50
最大波高 H_{max}	m	13.00	13.00	13.05	13.05	13.05	8.64	4.95	12.40
設計潮位 WL	m	1.30	3.50	0.90	0.90	0.90	1.67	2.20	2.10
潮位変動係数	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
波力算定式変動係数	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.12
波力算定式平均値の偏り	-	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.84
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	0	0	0	0	0	0	0	1
フーチングを除く堤体幅	m	19.30	22.50	19.60	20.20	19.30	14.20	5.50	15.00
フーチング長さ	m	1.50	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
フーチング厚さ	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50
ケーソンの体積	m ³ /m	75.150	71.741	74.520	75.880	78.240	37.242	19.999	51.053
カンパラストの体積	m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	208.320	202.646	186.232	200.545	205.354	104.917	49.667	118.940
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	9.070	8.903	16.683	9.415	8.942	5.408	2.174	7.100
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	58.800	122.650	67.900	70.000	66.850	22.500	7.730	74.461
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00

表-A.6 検討対象ケースの条件 (ケース41~48)

ケース番号	単位	41	42	43	44	45	46	47	48
水深 h	m	21.10	12.60	12.20	13.00	15.70	11.30	8.60	12.10
基面水深 h'	m	12.00	9.00	9.00	9.00	13.00	9.00	6.50	10.00
マウント上水深 d	m	10.50	7.50	7.50	8.00	13.00	9.00	5.30	10.00
天端高 hc	m	8.00	3.50	3.50	5.50	6.40	3.20	9.20	5.80
堤体幅 B	m	19.70	9.50	9.50	13.50	18.50	10.00	12.50	14.00
マウント前肩幅 BM	m	0.00	11.10	7.00	8.00	0.00	0.00	5.00	0.00
入射角	°	35.00	43.00	42.00	0.00	3.00	58.00	38.00	40.00
海底勾配	-	0.0100	0.0040	0.0040	0.0100	0.0200	0.0100	0.0100	-0.0100
摩擦係数 μ	-	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	17.40	7.50	7.60	14.80	12.00	11.50	11.10	12.10
有義波高 $H_{1/3}$	m	9.40	2.30	2.50	3.70	8.10	4.80	5.10	5.70
最大波高 H_{max}	m	15.50	4.10	4.50	6.60	12.70	8.20	7.50	9.30
設計潮位 WL	m	2.20	2.10	2.10	3.10	1.50	0.40	1.30	1.20
潮位変動係数	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.40	0.20	0.20
波力算定式変動係数	-	0.12	0.19	0.19	0.19	0.12	0.12	0.19	0.12
波力算定式平均値の偏り	-	0.84	0.91	0.91	0.91	0.84	0.84	0.91	0.84
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	1	0	0	0	1	1	0	1
フーチングを除く堤体幅	m	16.70	9.50	9.50	13.50	16.50	10.00	12.50	14.00
フーチング長さ	m	1.50	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
フーチング厚さ	m	1.50	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00
ケーソンの体積	m ³ /m	64.425	30.046	30.046	34.303	55.558	22.606	23.824	34.538
カンパラストの体積	m ³ /m	0.000	3.289	3.289	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	173.041	75.556	68.007	120.677	188.038	73.270	70.946	120.598
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	9.275	3.641	3.641	0.000	13.644	4.124	5.230	5.864
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	89.650	9.300	9.300	31.342	32.290	12.237	41.172	26.053
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	20.00	20.00	20.00	19.00	20.00	18.00	20.00	18.00

表-A.7 検討対象ケースの条件 (ケース 49~56)

ケース番号	単位	49	50	51	52	53	54	55	56
水深 h	m	14.20	16.30	8.40	6.00	11.30	17.00	5.30	6.60
基面水深 h'	m	11.50	12.00	5.50	4.00	6.50	14.00	3.50	5.00
マウント' 上水深 d	m	11.50	12.00	5.50	4.00	6.50	12.60	3.50	4.00
天端高 hc	m	4.10	4.60	5.20	4.50	5.10	6.50	2.30	3.00
堤体幅 B	m	17.50	16.00	7.50	11.00	9.00	24.00	4.50	8.00
マウント' 前肩幅 BM	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.60	0.00	9.40
入射角	°	0.00	0.00	0.00	25.00	9.00	0.00	0.00	43.00
海底勾配	-	0.0100	0.0200	0.0100	0.0100	0.0100	0.0030	0.0100	0.0200
摩擦係数 μ	-	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	11.00	11.00	10.00	13.00	12.00	13.00	11.00	11.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	5.90	7.00	5.40	4.90	5.90	7.70	2.00	2.90
最大波高 H_{max}	m	9.80	11.50	7.00	6.40	8.70	12.70	3.70	5.30
設計潮位 WL	m	0.50	0.40	0.30	0.30	0.30	1.50	0.50	0.40
潮位変動係数	-	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.20	0.40	0.40
波力算定式 変動係数	-	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.19	0.12	0.19
波力算定式 平均値の偏り	-	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.91	0.84	0.91
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	1	1	1	1	1	0	1	0
フチング'を除く堤体幅	m	13.50	14.50	6.50	11.00	9.00	24.00	4.50	8.00
フチング'長さ	m	2.00	0.75	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
フチング'厚さ	m	1.20	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ケーソンの体積	m ³ /m	44.794	45.763	14.694	15.718	17.066	74.310	19.010	13.641
カウンター'ラストの体積	m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	123.415	139.828	25.670	34.800	46.770	311.610	0.000	31.221
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	17.929	4.499	2.387	4.483	3.664	10.080	0.000	3.135
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	5.431	32.200	25.317	16.270	34.830	52.400	5.125	15.991
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	19.00	19.00	20.00	19.00	19.80	20.00	23.00	19.00

表-A.8 検討対象ケースの条件 (ケース 57~64)

ケース番号	単位	57	58	59	60	61	62	63	64
水深 h	m	18.70	14.10	18.40	18.50	14.50	11.80	12.80	19.00
基面水深 h'	m	13.50	10.00	13.00	12.00	10.00	9.50	10.00	11.00
マウント' 上水深 d	m	12.30	8.80	11.50	9.60	5.00	7.10	7.60	10.00
天端高 hc	m	4.00	6.50	4.50	4.50	6.00	4.80	5.00	2.60
堤体幅 B	m	23.00	23.50	22.00	19.50	15.00	13.00	13.50	9.50
マウント' 前肩幅 BM	m	13.65	13.20	10.10	9.60	9.40	5.00	7.00	6.00
入射角	°	15.00	0.00	25.00	7.00	0.00	15.00	20.00	0.00
海底勾配	-	0.0100	0.0100	0.0091	0.0167	0.0100	0.0091	0.0091	0.0100
摩擦係数 μ	-	0.60	0.60	0.60	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	11.00	15.00	8.70	11.30	14.00	12.00	12.00	7.30
有義波高 $H_{1/3}$	m	5.80	6.00	6.00	6.00	7.00	5.20	5.60	3.00
最大波高 H_{max}	m	10.50	10.60	10.80	12.00	11.63	8.80	9.90	5.40
設計潮位 WL	m	0.40	1.50	0.90	0.90	0.50	1.60	1.60	0.80
潮位変動係数	-	0.40	0.20	0.00	0.00	0.40	0.20	0.20	0.40
波力算定式 変動係数	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.12	0.12	0.12	0.19
波力算定式 平均値の偏り	-	0.91	0.91	0.91	0.91	0.84	0.84	0.84	0.91
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	0	0	0	0	1	1	1	0
フチング'を除く堤体幅	m	19.00	19.50	18.00	19.50	15.00	13.00	13.50	7.50
フチング'長さ	m	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
フチング'厚さ	m	1.56	1.10	3.05	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00
ケーソンの体積	m ³ /m	72.065	66.363	64.209	57.624	43.569	36.605	38.652	24.987
カウンター'ラストの体積	m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.470	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	202.078	164.933	194.098	196.032	121.804	114.106	124.108	66.791
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	7.607	7.194	8.783	9.593	7.127	6.589	6.870	2.909
上部工コンクリートの体積	m ³ /m	33.435	86.905	24.800	41.850	41.050	27.720	31.440	7.810
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	18.00	18.50	20.00	20.00	20.00	18.50	18.50	18.50

表-A.9 検討対象ケースの条件 (ケース 65~72)

ケース番号	単位	65	66	67	68	69	70	71	72
水深 h	m	10.50	12.10	12.10	10.00	10.00	14.00	17.00	14.20
基面水深 h'	m	7.00	9.00	9.00	7.50	7.50	10.00	8.00	10.00
マウント上水深 d	m	6.00	7.50	7.50	6.00	6.00	8.50	6.00	7.50
天端高 hc	m	4.00	5.20	4.90	4.20	4.20	6.00	7.00	7.00
堤体幅 B	m	10.00	17.00	16.00	10.00	10.00	17.00	24.30	17.30
マウント前肩幅 BM	m	19.00	23.90	10.00	8.00	8.00	8.00	14.00	17.00
入射角	°	34.00	0.00	40.00	59.00	59.00	15.00	0.00	2.50
海底勾配	-	0.0100	0.0020	0.0346	0.0033	0.0033	0.0020	0.0010	0.0100
摩擦係数 μ	-	0.60	0.60	0.70	0.60	0.60	0.60	0.70	0.70
周期 $T_{1/3}$	s	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	15.00	16.00	16.00
有義波高 $H_{1/3}$	m	3.70	5.83	5.78	4.71	4.71	7.36	12.00	10.50
最大波高 H_{max}	m	6.60	10.02	10.08	8.02	8.02	11.51	20.09	14.00
設計潮位 WL	m	1.50	1.70	1.42	1.33	1.33	1.40	3.50	3.50
潮位変動係数	-	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.00	0.00
波力算定式変動係数	-	0.12	0.12	0.19	0.19	0.19	0.12	0.12	0.12
波力算定式平均値の偏り	-	0.84	0.84	0.91	0.91	0.91	0.84	0.84	0.84
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	1	1	0	0	0	1	1	1
フチングを除く堤体幅	m	8.00	14.00	16.00	10.00	10.00	17.00	24.30	17.30
フチング長さ	m	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
フチング厚さ	m	2.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ケーソンの体積	m ³ /m	21.537	35.646	37.199	21.781	21.781	45.275	66.554	53.880
カウンターラストの体積	m ³ /m	1.160	0.000	0.000	1.109	1.109	0.000	0.000	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	53.200	122.944	137.443	72.986	72.986	169.431	183.263	152.722
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	3.207	8.210	9.358	4.124	4.124	6.295	9.383	9.648
上部コンクリートの体積	m ³ /m	11.400	29.650	37.440	16.320	16.320	49.800	110.263	49.750
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	20.00	18.50	18.50	20.50	20.50	20.00	20.00	20.00

表-A.10 検討対象ケースの条件 (ケース 73~76)

ケース番号	単位	73	74	75	76
水深 h	m	17.20	7.00	15.00	15.00
基面水深 h'	m	12.50	5.00	7.00	7.00
マウント上水深 d	m	11.00	4.60	6.40	6.00
天端高 hc	m	6.00	5.60	5.60	5.60
堤体幅 B	m	16.50	8.00	8.00	8.00
マウント前肩幅 BM	m	31.50	19.30	19.30	7.00
入射角	°	0.00	0.00	0.00	14.00
海底勾配	-	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100
摩擦係数 μ	-	0.70	0.60	0.60	0.60
周期 $T_{1/3}$	s	16.50	5.00	5.00	4.70
有義波高 $H_{1/3}$	m	6.00	2.44	2.44	2.34
最大波高 H_{max}	m	10.80	4.39	4.39	4.21
設計潮位 WL	m	3.50	4.05	4.05	4.05
潮位変動係数	-	0.00	0.20	0.20	0.20
波力算定式変動係数	-	0.12	0.12	0.12	0.19
波力算定式平均値の偏り	-	0.84	0.84	0.84	0.91
消波ブロック(1:有り,0:無し)	-	1	1	1	0
フチングを除く堤体幅	m	13.90	5.00	5.00	5.00
フチング長さ	m	1.30	1.50	1.50	1.50
フチング厚さ	m	3.06	2.05	2.05	2.05
ケーソンの体積	m ³ /m	53.760	14.053	16.613	16.613
カウンターラストの体積	m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰砂の体積	m ³ /m	149.667	24.969	32.416	32.416
蓋コンクリートの体積	m ³ /m	7.714	1.138	1.133	1.133
上部コンクリートの体積	m ³ /m	37.000	11.709	11.708	14.400
鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50	24.50	24.50
無筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	23.00	23.00	23.00	23.00
中詰砂の単位体積重量	kN/m ³	20.00	18.00	18.00	18.00

付録B 三角パルス波力に対する滑動量算定式の導出

三角パルス波形の波力時系列に対して、ケーソンの滑動に対する運動方程式を解析的に積分し、滑動量算定式を導出する。ケーソンの滑動に対する運動方程式は本文(20)式より、

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2x}{dt^2} = P_H - \mu(W' - P_U) \quad (B.1)$$

である。ここで、記号は本文(20)式を参照のこと。記号の簡単化のために、

$$M = \left(\sum_i \frac{W_i}{g} + M_a\right) \quad (B.2)$$

$$P_H = P(t) \quad (B.3)$$

$$P_U = U(t) \quad (B.4)$$

とする。よって、運動方程式は、

$$M \frac{d^2x}{dt^2} = P(t) + \mu U(t) - \mu W' \quad (B.5)$$

となる。

三角パルス波形の波力時系列を式で表すと、

$$t = 0 \sim \frac{\tau_0}{2} :$$

$$P(t) = P \cdot \frac{2}{\tau_0} t, \quad U(t) = U \cdot \frac{2}{\tau_0} t \quad (B.6)$$

$$t = \frac{\tau_0}{2} \sim \tau_0 :$$

$$P(t) = P \cdot \left(2 - \frac{2}{\tau_0} t\right), \quad U(t) = U \cdot \left(2 - \frac{2}{\tau_0} t\right) \quad (B.7)$$

$$t > \tau_0 :$$

$$P(t) = 0, \quad U(t) = 0 \quad (B.8)$$

である。これを(B.5)式の運動方程式に代入すると、

$$t = 0 \sim \frac{\tau_0}{2} :$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} = \frac{P + \mu U}{M} \frac{2}{\tau_0} t - \frac{\mu W'}{M} \quad (B.9)$$

$$\frac{dx}{dt} = \frac{P + \mu U}{M} \frac{t^2}{\tau_0} - \frac{\mu W'}{M} t + C_1 \quad (B.10)$$

$$x = \frac{P + \mu U}{M} \frac{t^3}{3\tau_0} - \frac{\mu W' t^2}{M} + C_1 t + C_2 \quad (B.11)$$

$$t = \frac{\tau_0}{2} \sim \tau_0 :$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} = \frac{P + \mu U}{M} \left(2 - \frac{2}{\tau_0} t\right) - \frac{\mu W'}{M} \quad (B.12)$$

$$\frac{dx}{dt} = \frac{P + \mu U}{M} \left(2t - \frac{t^2}{\tau_0}\right) - \frac{\mu W'}{M} t + C_3 \quad (B.13)$$

$$x = \frac{P + \mu U}{M} \left(t^2 - \frac{t^3}{3\tau_0}\right) - \frac{\mu W' t^2}{M} + C_3 t + C_4 \quad (B.14)$$

ケーソンが動き出す時間 t_s は、

$$\frac{d^2x}{dt^2} = \frac{P + \mu U}{M} \frac{2}{\tau_0} t_s - \frac{\mu W'}{M} = 0 \quad (B.15)$$

$$t_s = \frac{\mu W' \tau_0}{P + \mu U} \quad (B.16)$$

また、 $t=t_s$ の時、 $dx/dt=0, x=0$ より、

$$C_1 = -\frac{P + \mu U}{M} \frac{t_s^2}{\tau_0} + \frac{\mu W'}{M} t_s \quad (B.17)$$

$$C_2 = \frac{P + \mu U}{M} \frac{2t_s^3}{3\tau_0} - \frac{\mu W' t_s^2}{M} \quad (B.18)$$

また、 $t = \frac{\tau_0}{2}$ での連続性より、

$$C_3 = C_1 - \frac{P + \mu U}{M} \frac{\tau_0}{2} \quad (B.19)$$

$$C_4 = C_3 + \frac{P + \mu U}{M} \frac{\tau_0^2}{12} \quad (B.20)$$

ケーソンが止まる時間 t_e は、 $t_e > t_s$, $dx/dt=0$ より、

$$t_e = \frac{\tau_0}{2} \left\{ (-\sqrt{2} - 1) \frac{\mu W'}{P + \mu U} + \sqrt{2} + 2 \right\} \quad (B.21)$$

以上より、(B.17)式～(B.21)式を(B.14)式に代入すると、

$$x = (3 + 2\sqrt{2}) \times \left\{ \frac{P + \mu U - 3\mu W' \tau_0}{M} \frac{\tau_0}{12} + \frac{\mu^2 W'^2 \tau_0^2}{M(P + \mu U)^2} \frac{\tau_0^2}{4} - \frac{\mu^3 W'^3}{M(P + \mu U)^2} \frac{\tau_0^2}{12} \right\} \quad (B.22)$$

となる。この式について、

$$M=W/g+M_a \quad (\text{B.23})$$

$$P=P_{2max} \quad (\text{B.24})$$

$$U=U_{max} \quad (\text{B.25})$$

と変数を置き換え、多少の変形をすると、

$$x = \frac{3+2\sqrt{2}}{W/g+M_a} \cdot \frac{\tau_0^2}{4} x$$

$$\left\{ \frac{P_{2max} + \mu U_{max}}{3} - \mu W' + \frac{(\mu W')^2}{P_{2max} + \mu U_{max}} - \frac{(\mu W')^3}{3 \cdot (P_{2max} + \mu U_{max})^2} \right\}$$

(B.26)

となる。

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No.95

June 2003

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〔〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5018〕