

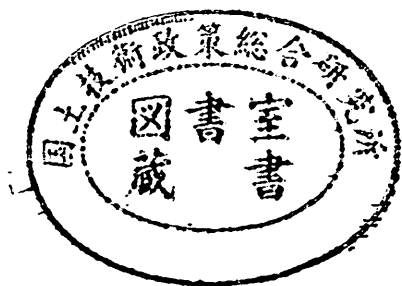
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 35 NO. 1 MAR. 1996

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第35巻 第1号 (Vol.35, No.1), 1996年3月 (Mar.1996)

目次 (CONTENTS)

1. Wave Height and Fraction of Breaking Waves on a Bar-Trough Beach
—Field measurements at HORS and Modeling—
.....Yoshaki KURIYAMA and Yasushi OZAKI.....1
(バー型海岸における波高と碎波率の岸沖分布
—波崎海洋研究施設における現地観測とモデルの開発—
.....栗山善昭・尾崎 靖)
2. 護岸越波量における波の多方向性の影響
.....平石哲也・望月徳雄・佐藤一央・丸山晴広・金澤 剛・榎本達也.....39
(Effect of Wave Directionality on Overtopping at Seawall
.....Tetsuya HIRAISHI, Norio MOCHIZUKI, Kazuo SATO, Haruhiro MARUYAMA,
Tsuyoshi KANAZAWA, and Tatsuya MASUMOTO)
3. 沖波の方向スペクトルの出現特性 (第2報) —いわき沖における7か年方向スペクトル統計—
.....清水勝義・永井紀彦・橋本典明.....65
(On the Properties of the Directional Wave Spectra Observed in Deep Seas
— 2nd Report:7-Year Statistics of Directional Wave Spectra of Iwaki —
.....Katsuyoshi SHIMIZU, Toshihiko NAGAI, Noriaki HASHIMOTO)
4. 主成分分析とカルマンフィルタを用いた統計的波浪予測手法の適用性について
.....橋本典明・永井紀彦・清水勝義・菅原一晃.....91
(On the Reliability of the Statistical Wave Forecasting through Kalman Filtng
Combined with Principal Component Analysis
.....Noriaki HASHIMOTO, Toshihiko NAGAI, Katsuyoshi SHIMIZU,
and Kazuteru SUGAHARA)
5. 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率に関する研究
.....土田 孝・湯 恰新.....117
(The Optimum Safety Factor For Stability Analysis of Harbour Structures by Use of
the Circular Are Slip Method
.....Takashi TSUCHIDA, Tang Yi Xin)
6. 市区町村間の道路距離と時間を用いた三大湾の港湾貨物背後流動特性の解析
.....池田秀文・布川恵啓・村田利治・竹下正俊・奥田 薫・岡野秀男.....147
(A Quantitative Analysis on Characteristics of the Land Transport Flow of Port Cargo
through Three Major Bays
.....Hidefumi IKEDA, Yoshihiro NUNOKAWA, Toshiharu MURATA, Masatoshi TAKESHITA,
Kaoru OKUDA, and Hideo OKANO)
7. アジア圏域を軸とした21世紀の日本の海運像
[CALSによるコンテナ流動ネットワークとアジアが結ぶ世界高速コンテナ航路の形成]
.....高橋宏直.....189
(The Vision of Japanese Marine Transportation in the 21 Century From a View Point of Asian Area
.....Hironao TAKAHASHI)

5. 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率

土田 孝*・湯 怡新**

要 旨

軟弱地盤の多い沿岸域では、構造物の形状や地盤改良の範囲などが円弧すべり解析の安全率によって決まることが多い。本研究は地盤の不均一性を考慮した信頼性解析を行うことによって、初期建設費や破壊確率、破壊時のコストを計算し、期待総建設費を最小にするという観点から設計に用いるべき最適な安全率について検討したものである。主要な結論は以下のようにまとめられる。

- a) 港湾構造物などの円弧すべり解析の最適な安全率は、構造物の重要度、地盤の不均一性や定数の信頼度および施工条件によって変わる。重力式岸壁及び矢板式岸壁の場合、最適な安全率 F_{opt} は経験的に次式で表される。

$$F_{opt} = 1.05 + 0.85(1 + \log_{10} n)V$$

ここに n は当初の建設費に対する破壊時の費用の比として定義される被害額率であり、 $n = 0.5 \sim 10$ である。 V は地盤定数のばらつきで、 $V = 0.1 \sim 0.2$ である。

- b) 被災額率や地盤定数のばらつきを考慮すると、設計に用いるべき安全率は構造物の重要度によって以下のように異なった値を用いるべきである。ただし、ここで重要度は被災額率、すなわち破壊時のコストの大きさのことを意味しており、実際の構造物の被災額率の評価について経済的・社会的な影響なども含めて検討する必要がある。

・地盤が均一で地盤定数の信頼度が高い場合

重要度の低い構造物 ($n < 1$)	1.15
一般の構造物 ($1 < n < 3$)	1.20
重要な構造物 ($n > 3$)	1.25

・地盤が不均一あるいは地盤定数の信頼度が低い場合

重要度の低い構造物 ($n < 1$)	1.20
一般の構造物 ($1 < n < 3$)	1.25
重要な構造物 ($n > 3$)	1.30

- c) 防波堤における堤体支持力に関する現行の技術基準の方法では、設計波による波圧が作用したときの支持力の安全率1.0の場合には50～60%の破壊確率が計算される。しかし、波圧時の荷重の特性や設計波高の出現確率を考慮して期待沈下量として評価するならば、最小安全率 $F=1.0$ 、地盤定数の変動係数 $V=0.15$ 、耐用年数50年としたときの支持力不足による沈下量は10cm (三角波形を仮定) ～50cm (正弦波形を仮定) であり、現行の基準はほぼ妥当であるといえる。

*土質部 土性研究室長

**科学技術特別研究員 土質部 土性研究室

5. The Optimum Safety Factor for Stability Analyses of Harbour Structures by Use of the Circular Arc Slip Method

Takashi TSUCHIDA * and TANG Yi Xin **

Synopsis

In the design of harbour structures, the determination of structure scale or the area of soft ground to be improved is dependent on the safety factor of stability calculated by the circular arc slip method. In order to take into account of the inhomogeneity of real ground, some reliability analyses are carried out by use of Monte Carlo simulation. The construction cost, probability of failure and re-construction cost after structure failure are calculated, then the optimum safety factor is found out in such a way that the expected total cost of construction and re-construction after failure is at its minimum value. Main results of this study can be summarized as follows:

- a) The safety factor for stability analyses of harbour structures by the circular arc slip method must be chosen based on the importance of structure, ground inhomogeneity, reliability of shear strength data and the construction condition. For the examples of gravity and sheet pile types of revetments, the optimum safety factor may empirically be given as below:

$$F_{opt} = 1.05 + 0.85 (1 + \log_{10} n) V$$

In this relation, n is the lost cost ratio and is defined by $n = \text{re-construction cost} / \text{construction cost}$. The value of n may vary within a range of 0.5~10. While V is variance coefficient which is used to express the variant degree or distribution property of shear strength of the construction ground. It may vary within a range of 0.1~0.2.

- b) As concerning the lost cost ratio n and the variance coefficient V , the authors suggest that safety factor be selected according to the importance of the harbour structure as follows:

For the case that the ground is relatively homogenous and obtained shear strength data are reliable;

Not very important harbour structure ($n < 1$)	1.15
Usual harbour structure ($1 < n < 3$)	1.20
Very important harbour structure ($n > 3$)	1.25

For the case that the ground is inhomogeneous or obtained shear strength data are not so reliable;

Not very important harbour structure ($n < 1$)	1.20
Usual harbour structure ($1 < n < 3$)	1.25
Very important harbour structure ($n > 3$)	1.30

It should be noted that the importance of a structure is evaluated by the lost cost ratio n , so it seems that more detail studies on the value of the lost cost ratio n are required to be done as related with social and economic impacts when a structure failed.

- c) If a breakwater is designed according to the current technical standard which requires that stability safety factor by Bishop's arc method be equal to or greater than 1, there exists a probability of failure about 50~60% when a designed storm or high wave occurs. However, if considering from a viewpoint of the probable natures of wave force and bearing capacity of mound beneath a caisson structure, it is found that the expected settlement due to mound failure will be less than 10cm for triangle shape of wave force, and less than 50cm for sine shape of wave force during an endurable life of 50 years.

* Chief of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

** Special Researcher of Science and Technology, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

目 次

要 旨

1. はじめに	121
2. 斜面安定解析における信頼性設計の適用に関する既往の研究	121
3. 港湾構造物を対象としたモンテカルロシミュレーション手法	122
3.1 破壊確率の計算	122
3.2 検討ケース	123
3.3 初期建設費	125
3.4 安全率の分布と破壊確率	125
4. 港湾構造物における最適な安全率に関する検討	126
4.1 最適な安全率と破壊確率	126
4.2 被災額率の検討	130
4.3 土質定数の変動係数	132
4.4 安全率選択について	136
5. 防波堤基礎における支持力に関する検討	137
5.1 現行の設計基準の方法	137
5.2 現行基準での破壊確率	137
5.3 波の出現特性と期待滑動量について	139
5.4 1波あたりの期待沈下量	139
5.5 ある高波で代表される1回の波群によって生ずる期待沈下量	141
5.6 耐用年数間における期待沈下量の推定	142
6. 結論	144
あとがき	144
参考文献	145
記号一覧	146

1. はじめに

港湾・空港施設の設計において、円弧すべり解析法はもっとも数多く用いられる解析法の1つである。軟弱地盤の多い沿岸域では、構造物の形状や地盤改良の範囲などが円弧すべり解析の安全率によって決まることが多いので、設計時に確保する安全率をどのような値にするかは、施設の建設コストに大きな影響を与えている。現行の技術基準では、土構造物全体の安定性の検討の場合、1.3以上の安全率とすることを標準としているが、地域によっては1.2で設計された事例も多い。また、重力式防波堤の支持力解析の場合には1.0以上が基準とされている¹⁾。わが国の他機関の基準をみても、安全率はそれぞれの機関によって既往の実績や破壊事例などに基づいて経験的に設定されており、設定された値の合理的な根拠は明らかにされていない。本研究は、地盤の不均一性を考慮した信頼性解析を行うことによって、設計に用いべき最適な安全率について検討したものである。

2. 斜面安定解析における信頼性設計の適用に関する既往の研究

信頼性設計手法を用いた斜面安定問題の解析について、すでに松尾・浅岡らのグループによって一連の研究が行われている^{2), 3)}。本報告で用いた手法も、松尾らの方法を港湾構造物に対して適用したものであるので、最初に松尾らの研究について説明する。

ある地盤条件において、土構造物を設計したとき、すべり破壊を起こす確率(破壊確率)を求めることを考える。設計では何らかの安定解析を行って安全率を計算するわけであるが、解析そのものが誤差を有していることが考えられる。たとえば、土質条件などが明確に分かっているにもかかわらず、計算の結果 $F > 1$ となってもすべりが起こったり、反対に $F < 1$ と計算されてもすべりが起こらない場合があるはずである。そこで、計算によって求められる安全率 $F_{(CAL)}$ と真の安全率 $F_{(TR)}$ の差($F_{(CAL)} - F_{(TR)}$)を θ_r とし、 θ_r が確率分布すると考えて、それを $\xi(\theta)$ と表すことにする。 θ_r の絶対値が0に近いほど解析手法の精度は高いことになる。

次に、土質定数の不確実性を確率分布で表す。一般に地盤中の土質はばらついており、設計者は地盤調査を実施することによって得られる情報を基に設計定数を想定する。設計土質定数(たとえば地盤のせん断強度)を θ とし、地盤内の θ の真の分布を $\xi(\theta)$ とすると、 $\xi(\theta)$ はまさに「神のみぞ知る」であり、われわれは土質の調査結

果 x (たとえば、一軸圧縮強度 q_u の平均値や分散)を基に $\xi(\theta)$ を予測することしかできない。この地盤中の子測土質定数分布を $\xi(\theta|x)$ とする。

θ_r , θ がわかっているときに、ある設計 a を行ったときの破壊確率は、 $P_f(\theta, \theta_r, a)$ と表され、次式で計算することができる。

$$P_f^* = \iint P_f(\theta, \theta_r, a) \xi(\theta|x) d\theta, d\theta_r \quad (1)$$

松尾は、中瀬が行った破壊事例から逆算した安全率分布に関する研究結果を基に、粘性土地盤で簡便法を用いた円弧すべり解析の解析誤差 θ_r は、 ± 0.1 の一様分布としてよいと述べている。また、 $\xi(\theta|x)$ について、「十分な土質調査が行われている場合は、調査結果の標本(サンプル)の統計値を θ (母数)の推定値として用いてもよい」としている。松尾は、このような仮定を用いて粘着力一定の地盤における盛土の破壊確率を計算した結果を、図-1のように示している。

図-1は、横軸に中央安全率 G を縦軸に破壊確率 P_f を示している。中央安全率というのは、通常の設計のように非排水せん断強度の平均値を確定値として安定解析を行ったときに計算される安全率のことである。図中で、 V_u は非排水せん断強度 c_u (粘着力)の変動係数であり、 δ は強度の地盤内における自己相関性を表す定数である。図のように中央安全率が1以上でも破壊確率は0ではなく、その値は V_u や δ によって異なっている。港湾地域において一軸圧縮強度のばらつきを統計的に処理して得られる V_u は0.2~0.3程度であり、 δ の値は3~5である。この場合、図より $F=1.2$ の時の破壊確率は、9%~18%の範囲にあり、 $F=1.3$ の場合の2倍程度に相当することがわかる。さて、このように破壊確率が求められた場合、次に問題となるのは、最適な破壊確率をどの程度の設定するかという問題である。図-1のように、信頼性設計の立場では、安全率をどんなに大きくしても何かしらの破壊確率が存在する。最適な破壊確率 P_f が設定できれば、それに対応する安全率を決めることができるのである。松尾は、道路盛土の設計において、次のような関数 C_T を設定した。

$$C_T = C_c + P_f \cdot C_r \quad (2)$$

ここに、 C_T は期待総建設費、 C_c は初期建設費、 C_r は破壊時の費用(損失及び復旧費など)である。

初期建設費と破壊時のコストの期待値の和である C_T は期待総建設費と称され、 C_T を最小とする破壊確率が最適な破壊確率であると考えられる。松尾が道路公園の実績値より計算した結果によると、道路盛土において P_f は

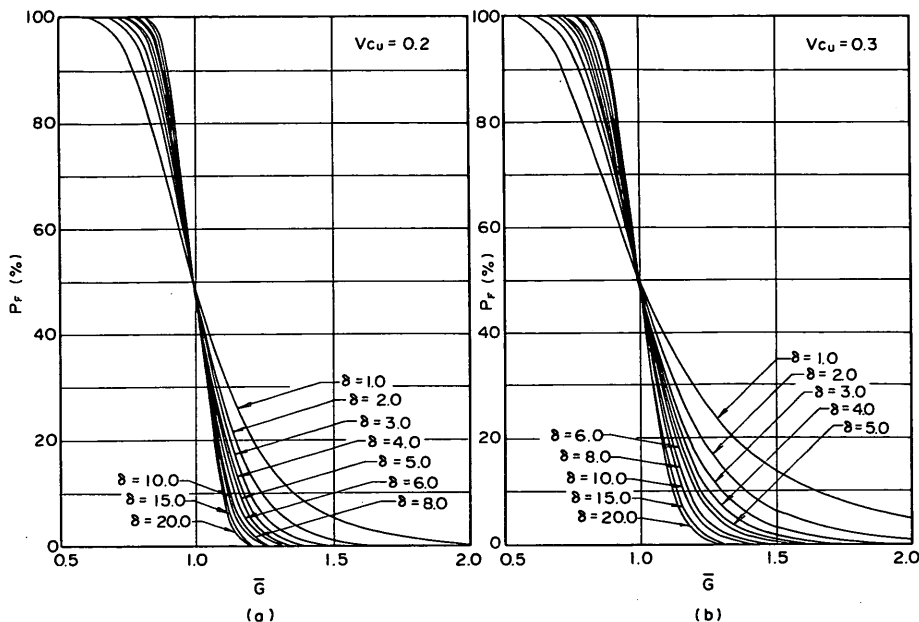


図-1 破壊確率 P_f と中央安全率 G^* の関係(松尾による)

1.4~4.1%であり、これに対応する最適な安全率はほぼ1.25であった。松尾はこの結果から、道路盛土の設計において経験的に用いられている安全率と信頼性設計による最適な安全率の間には、大きな差がなかったと結論づけている。

3. 港湾構造物を対象としたモンテカルロシミュレーション手法⁴⁾

図-2に今回行った解析のフローを示す。以下に項目ごとに検討手順を述べる。

3.1 破壊確率の計算

本解析において松尾の方法と異なるのは、破壊確率の計算において、(1)式の積分を行う代わりにモンテカルロシミュレーションを用いたことである。松尾らは(1)式を数値的に積分して P_f を計算したが、この方法では、 F の計算に用いられたすべり面の位置と形状が、常に最小の F を与える面とは限らないという問題があった。モンテカルロシミュレーションは、各試行ごとに最小安全率を与える面を追跡することによってこの問題を解決することができる。また、積分法に比べ計算時間が膨大となるという欠点があったが、最近のパーソナルコンピュータの性能向上によって解決されつつある。表-1に破壊確率を計算上での両者の比較をまとめて示した。なお、

計算には土性研究室が開発した斜面安定解析プログラムPC Slopeを改良したMONTE.EXEを用いた。モンテカルロシミュレーションの手法を図-3に示す。破壊確率 P_f はありうる n 個の確率変数の組み合わせ $x_i (i=1, \dots, n)$ を数多くサンプリングしたとき、その中で破壊するものの率である。このありうる n 個の確率変数の組み合わせ x_i は、それぞれの確率分布に従う乱数を発生させれば作成でき

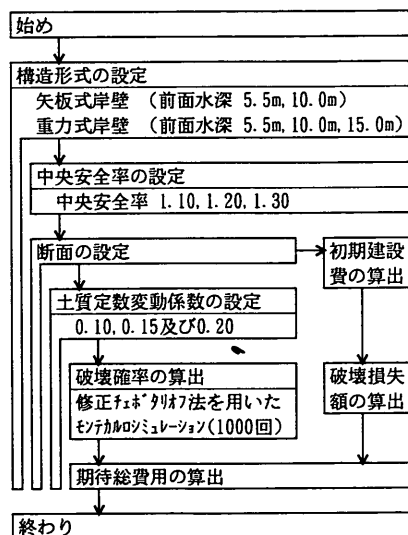


図-2 検討フロー

表-1 破壊確率の算出方法の比較

解析方法	長所	短所
数値積分	<ul style="list-style-type: none"> ・ P_f が直接計算される ・ 計算時間が短い 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 複雑な構造モデルは解析困難 (円弧すべりの場合、多層系や最小安全率をとる円弧の中心探索は困難)
モンテカルロシミュレーション	<ul style="list-style-type: none"> ・ 複雑なモデルも解析可能 ・ 通常の解析方法の延長であるためイメージがとらえやすい 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 計算時間がかかる ・ 乱数の発生方法に注意が必要

る。それを何回も繰り返すことによって1回ごとに確率変数が異なる値の集合となるような N 個の組み合わせができるので、それぞれについて安定解析を行い、破壊する(安全率が1未満になる)ケースの個数 N' を数える。破壊個数 N' と総数 N との比 N'/N が破壊確率 P_f となる。

破壊確率の算出にあたって、確率変数として用いたものは次の通りである。

①地盤の非排水強度

飽和粘性土の非排水強度は以下の3つのタイプに分類することができる²⁾。

タイプⅠ：深度に無関係で正規分布する。

タイプⅡ：平均値は深度とともに直線的に増加し各深度で分散は一定。

タイプⅢ：平均値と分散は深度とともに直線的に増加し、各深度で変動係数は一定。

今回の検討では、タイプⅢの変動係数一定型で正規分布とした。

②内部摩擦角 ϕ

$\tan\phi$ が平均値一定かつ変動係数一定のタイプⅠの正規分布とした。

③単位体積重量 γ

正規分布に近似できるが変動係数は0.02~0.08と小さい。このため、今回の検討では、確率変数とせず、確定値とした。

④解析誤差

解析手法は港湾施設の設計において通常用いられる修正フェレニウス法(チェボタリオフ法)を用い、解析誤差は松尾と同様に、区間[-0.1, 0.1]の一樣分布とした。

3.2 検討ケース

ここで取り上げたケースは次の通りである。

①構造形式

矢板式岸壁：控え直杭式で、前面水深は5.5m及び10.0mの2ケースとした。

重力式岸壁：ケーソン式で、前面水深は5.5m、10.0m及び15.0mの3ケースとした。

図-4(a),(b)に前面水深-10mの場合のそれぞれの構造形式の基本断面を示す。

②中央安全率

それぞれの構造形式ごとに1.10, 1.20, 1.30の3ケースとした。

③土質定数の分布

変動係数は0.10, 0.15, 0.20の3ケースとした。また、鉛直方向に2.0~2.5mごとに1つの独立した土層と考える。すなわち、モンテカルロシミュレーションでは、この土層を単位として発生させた乱数により土質定数が割り当てられる。解析のための条件をまとめると次のようになる。

・水位：H.W.L=2.00m, L.W.L=0.00m

・波浪条件：波圧を考慮しない。

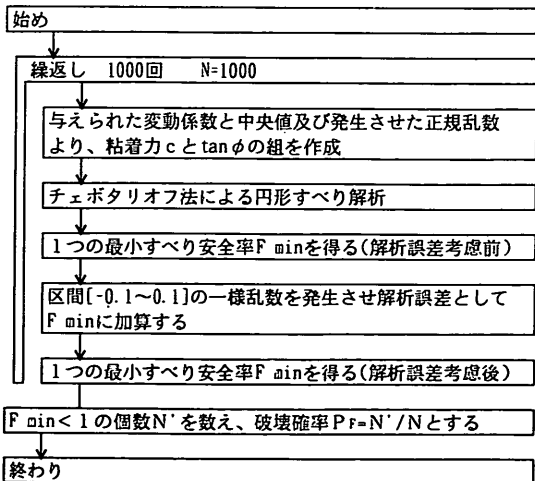


図-3 モンテカルロシミュレーションの方法

- ・土質定数：表-2に示す。
- ・軟弱地盤の層厚：10m及び20mの2ケース。
- ・改良地盤：砂置換率78.5%のサンドコンパクションで改良するとした。

- ・震度：水平震度0.15を考慮して断面設計を行う。ただし、円弧すべりの検討は地震時については行わない。
- ・上載荷重：常時2.00tf/m²、地震時1.00tf/m²。

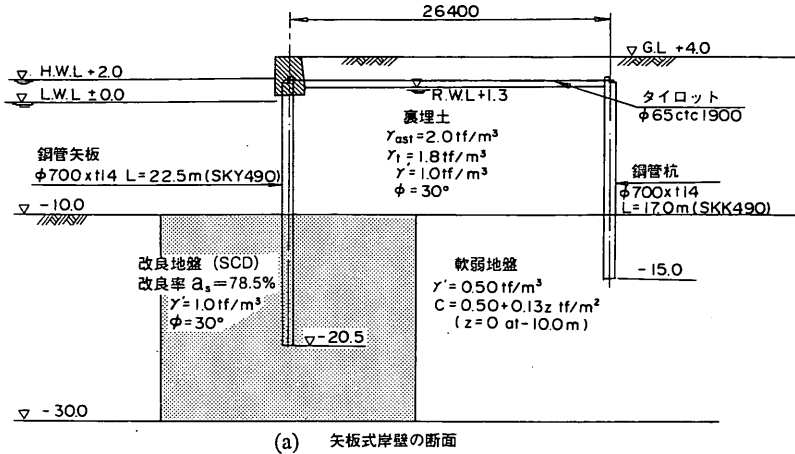


図-4(a) 検討に用いた矢板式護岸の断面

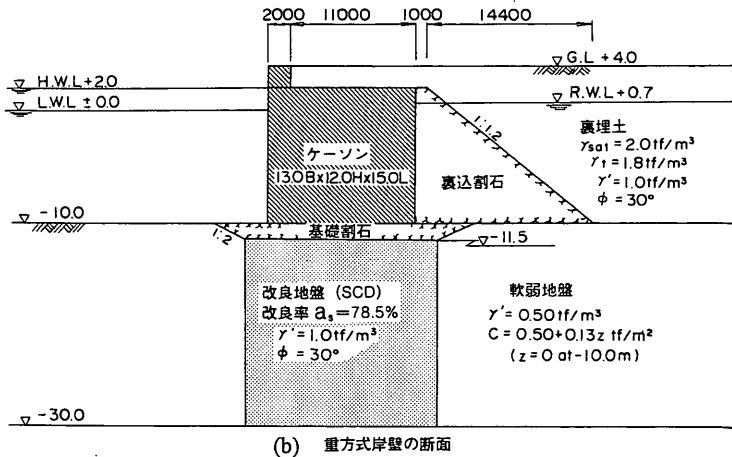


図-4(b) 検討に用いた重力式護岸の断面

表-2 護岸の円形すべり解析に用いた土質定数

土層の種別	飽和重量 γ_{sat} [tf/m ³]	湿潤重量 γ_t [tf/m ³]	水中重量 γ' [tf/m ³]	内部摩擦角 ϕ [°]	粘着力 C [tf/m ²]
軟弱地盤	1.50	1.50	0.50	0	0.50+0.13z
改良地盤(S.C.P.)	2.00	1.80	1.00	30	0.00
裏埋土	2.00	1.80	1.00	30	0.00
裏込割石,基礎割石	2.00	1.80	1.00	35	0.00

※粘着力の深度方向増分の基準点(z_0)は海底面

3.3 初期建設費

「運輸省港湾土木請負工事積算基準」(平成5年改訂版)⁵⁾に基づき、各基本断面ごとに初期建設費の積算を行った。ただし、間接工事費は発注の規模、工事条件によって経費率の違いや積み上げの有無に左右されるため、直接工事費のみを対象としている。この積算結果が示すように、中央安全率が大きくなるとともに地盤改良の費用が増加するため、建設費は増加する。図-5に前面水深-10mにおける2つの構造形式の場合の初期建設費と中央安全率の関係を示す。増加の割合は設計条件によって異なるが、ここでは直線近似でそれぞれの関係を表すことにする。

3.4 安全率の分布と破壊確率

モンテカルロシミュレーションによって得られた安全率の分布の例を図-6に示す。この図より、安全率は正規分布と見なせることがわかる。また安全率の平均値 F^* は中央安全率より幾分小さいことに注意する必要がある。土質定数を確率変数とせず平均値を確定値として求めた中央安全率を F_0 として求め、安全率の比 F^*/F_0 と変動係数の関係を図-7に示した。構造形式、前面水深、中央安全率の値などの違いによりかなりのばらつきがあるが F^*/F_0 は V 値の増大につれ低下することは明らかである。この原因は、本解析では1回のシミュレーションごとに最小安全率を与えるすべり面を追跡しているため、地盤の強度のばらつきが大きくなるとより強度の小さい部分を通過するすべり面が選択されたためである。松尾による研究では、平均強度を用いたときの最小安全率を与えたすべり面を固定してその中で強度のばらつきを考えたため、 F^* は常に F_0 と一致している。このように個々の地盤条件について、すべり面の位置を考慮して最

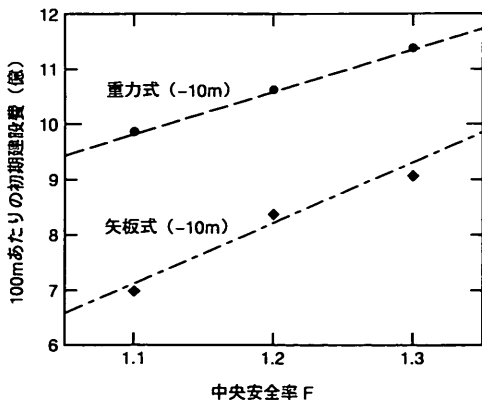


図-5 初期建設費 C_c と中央安全率 F の関係

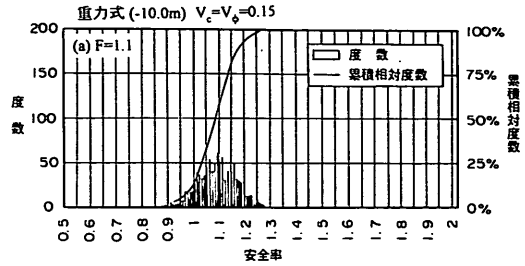


図-6(a) 中央安全率が1.1のときの安全率分布

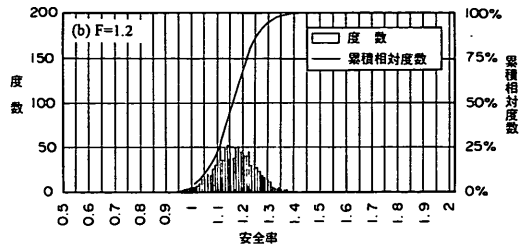


図-6(b) 中央安全率が1.2のときの安全率分布

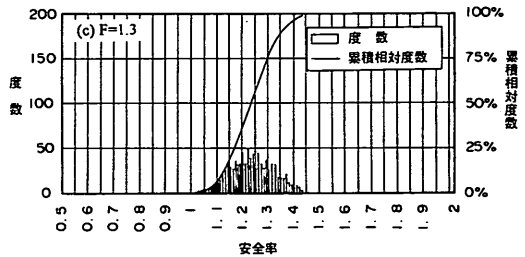


図-6(c) 中央安全率が1.3のときの安全率分布

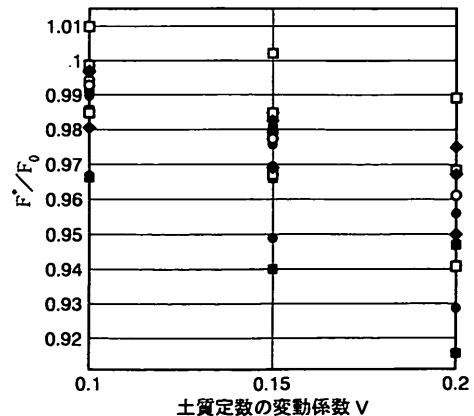


図-7 地盤土質のばらつきによる安全率の低下

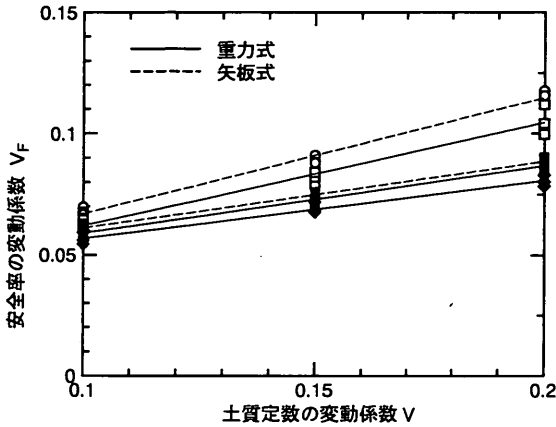


図-8 安全率の変動係数と土質定数の変動係数

小安全率を求めることができることはモンテカルロシミュレーションの利点であるといえる。

図-8に安全率の変動係数と土質定数の変動係数の関係を示す。土質定数の変動係数が大きいほど、安全率の変動係数も大きくなるのがわかる。また、前面水深が小さいほど安全率の変動係数は大きく、同一前面水深の場合は、重力式よりも矢板式のほうが大きい。

さて、次に破壊確率に着目して検討を進める。モンテカルロシミュレーションより算出した破壊確率 $P_F(F \leq 1)$ を表-3に示す。表-3の結果より、次のことがいえる：

- ① P_F は総じて重力式よりも矢板式のほうが大きい。
- ② P_F は中央安全率 F の増加にともなまって急激に(ほぼ指数関数的に)小さくなる。
- ③ P_F は土質定数の変動係数 V の増加とともに直線的に増加する。

ここでは、破壊確率 P_F と中央安全率 F の関係に関してフィッティングを行っておく。安全率は正規分布 $N(\mu, \sigma)$ である前提下で、 $P_F(F \leq 1)$ は次式によって計算される⁶⁾：

$$P_F = \int_{-\infty}^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \quad (3)$$

ここに μ, σ は安全率の平均値 F^* と標準偏差である。

$t=1-(x-\mu)$ の関係を用いて式(3)に対して、 $dx=-dt$ ； $x \rightarrow -\infty$ のときは $t \rightarrow \infty$ ； $x=1$ のときは $t=\mu-F^*$ の変換を施すならば次式が得られる。

$$P_F = \int_{F^*}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{(t-1)^2}{2\sigma^2}\right] dt \equiv \phi\left(\frac{F^*-1}{\sqrt{2}\sigma}\right) \quad (4)$$

したがって、安全率が正規分布と見なせるならば、そ

の場合の破壊確率は累積確率密度関数 $\Phi(=1-\phi)$ で表すことができる。しかし、本来なら、式(4)に示すように安全率の平均値 F^* を用いなければならないが、一般の場合その数値が分かっておらず、以後の分析では中央安全率で代用することにした。

式(4)の関係をを用い標準偏差を未知の定数として、各基本断面における破壊確率と中央安全率の関係をフィッティングしたものを図-9(a),(b),(c)に示す。図-9をみるかぎり、モンテカルロシミュレーションにより割り出した破壊確率が式(4)で良好に表されていることがいえる。

4. 港湾構造物における最適な安全率に関する検討

4.1 最適な安全率と破壊確率

定義式(2)にしたがって、期待総経費 C_T が最小となるような破壊確率 P_F もしくは安全率を調べなければならない。式(2)には初期建設費 C_c と破壊時の期待費用 $P_F \cdot C_F$ の2つの項目からなっている。第1項目については3.3節で調べており、安全率を大きくすればするほど建設コストが大きくなること図-5に示されている。この関係を直線近似すると：

表-3 モンテカルロシミュレーションで得られた破壊確率

検討断面	前面水深	中央安全率 F	土質定数の変動係数		
			V=0.10	V=0.15	V=0.20
矢板式	-5.5m	1.10	12.6	20.8	28.1
		1.20	0.4	3.6	9.7
		1.30	0.0	0.6	3.9
	-10.0m	1.10	12.6	20.1	24.9
		1.20	0.2	3.6	7.7
		1.30	0.0	1.2	3.0
重力式	-5.5m	1.10	5.9	12.4	21.2
		1.20	0.1	2.3	9.5
		1.30	0.0	0.6	5.1
	-10.0m	1.10	10.4	14.5	22.9
		1.20	0.3	2.9	8.6
		1.30	0.0	0.5	3.5
	-15.0m	1.10	6.7	15.4	19.4
		1.20	0.0	1.2	4.6
		1.30	0.0	0.2	1.2

$$C_c = a + b \cdot F \quad (5)$$

ここに、 a, b は定数で各々の基本断面によって決められる。

次に、第2項目には破壊確率 P_F と破壊時の費用 C_F の2つの要素がある。 P_F は式(4)を用いれば確定できるが、 C_F に関しては以下のような費用が含まれると考えられる。

- ① 破損した構造物の補修や撤去、地盤改良の追加、再構築などにかかる費用
- ② 工事の遅れにともなう経費の増大
- ③ 周辺の構造物等が破壊した場合、それらを復旧し補償する費用
- ④ 以下のような間接的な被害

- ・ 港湾施設の整備の遅れによる港湾関連企業、工場等の経済的被害
- ・ 施設整備の担当者や関連部局の事務的負担、迷惑など社会的被害

このように、破壊損失費は破壊の程度、地獄的条件、構造物の重要度および破壊したときの社会状況等に左右され、同一の構造物であっても一律に算定することは困難である。そこで、下式に示すような破壊損失費と初期建設費の比を被災額率 n とし、この n 値をパラメトリックに変化させた場合の期待総費用 C_T の変化を調べることとした。

$$\text{被災額率 } n: n = C_F / C_c \quad (6)$$

また、被災額は安全率の大きさにかかわらず一定として取り扱った(安全率0.8での破壊性状も、安全率0.98での破壊性状も同一で被災額率 n の大きさに影響しない)。

式(4),(5),(6)を式(2)に代入すると、次式のような中央安全率 F が独立変数とする期待総費用 C_T の関数が得られる。

$$C_T = (a + b \cdot F) \left\{ 1 + n \cdot \phi \left[(F - 1) / (\sqrt{2}\sigma) \right] \right\} \quad (7)$$

土質定数の変動係数を $V=0.15$ とし、 $n=0.5, 1, 2, 3, 5, 10$ の場合の各基本断面における期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係を図-10(a),(b),(c),(d),(e)に示す。図-10の $C_T \sim F$ 曲線から $\text{Min}(C_T)$ 時の最適な安全率 F_{opt} を求めることできる。この図からわかるように、 n 値が増加するとともに F_{opt} は大きくなる。図-10(d)に示している重力式岸壁(-10m)のデータを破壊確率 P_F を横軸にとりプロットしたものは図-11である。この図より n 値が大きいほど $P_{F_{opt}}$ が小さくなることが読みとれる。

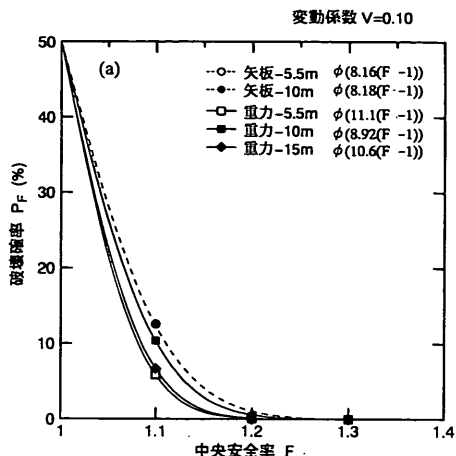


図-9(a) 破壊確率と中央安全率の関係のフィッティング(変動係数が0.1)

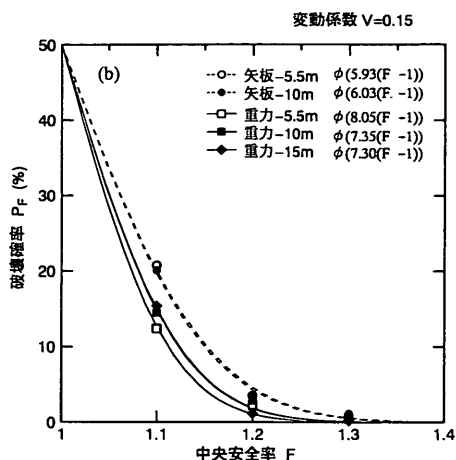


図-9(b) 破壊確率と中央安全率の関係のフィッティング(変動係数が0.15)

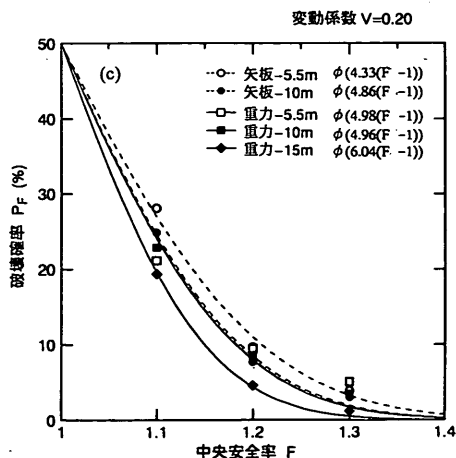


図-9(c) 破壊確率と中央安全率の関係のフィッティング(変動係数が0.2)

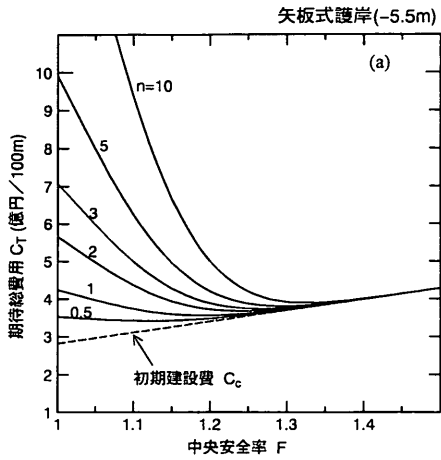


図-10(a) 矢板式断面(-5.5m)の期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係

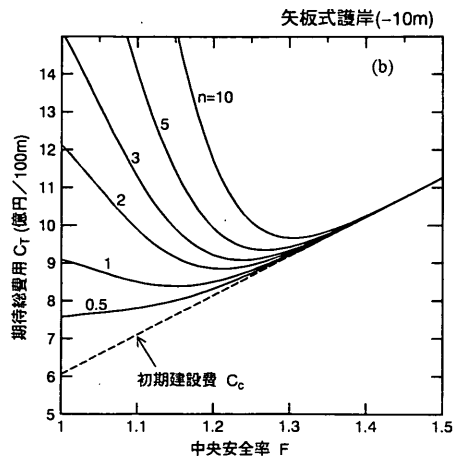


図-10(b) 矢板式断面(-10m)の期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係

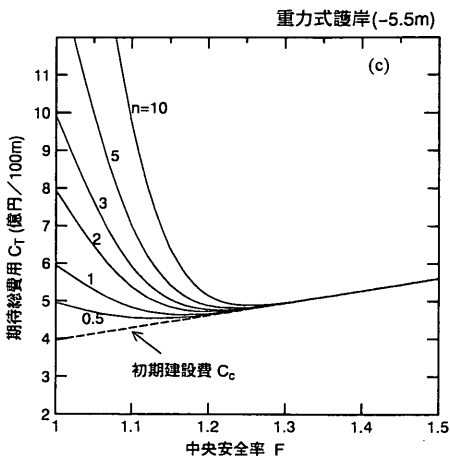


図-10(c) 動力式断面(-5.5m)の期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係

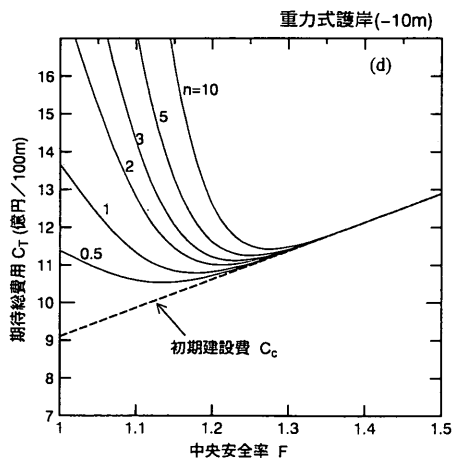


図-10(d) 動力式断面(-10m)の期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係

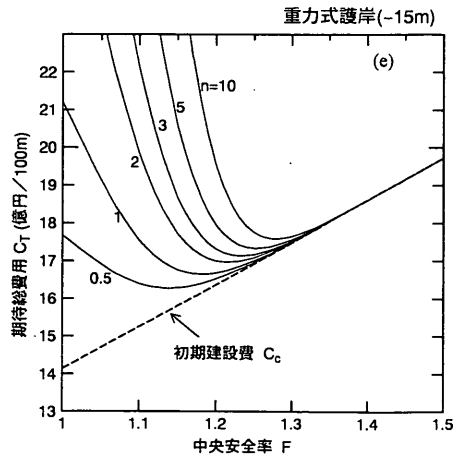


図-10(e) 動力式断面(-15m)の期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係

一方、土質定数の変動係数の影響を調べるため、 $V=0.10, 0.15, 0.20$ と変えた場合の重力式岸壁(-10m)の基本断面における $C_T \sim F$ 曲線を例として図-12にプロットした。 V が大きくなることが F_{opt} の増大につながることはこの図によって明らかになった。

ここで検討した5つの基本断面すべての最適な安全率 F_{opt} を図-10に示すような関係から求めた。図-13(a), (b), (c)に $V=0.10, 0.15, 0.20$ としたときに求められた $F_{opt} \sim \log_{10} n$ 関係をそれぞれ示す。構造物の形式や断面によって若干異なるが、どんな断面においてもこの関係はほぼ直線で近似できることが分かる。土質定数の変動係数の

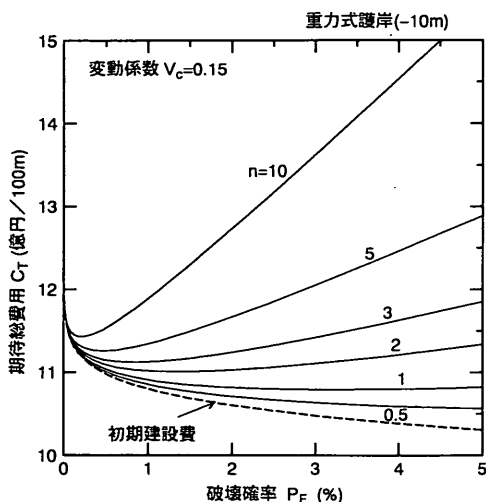


図-11 重力式護岸の期待総費用 C_T と中央安全率 F の関係

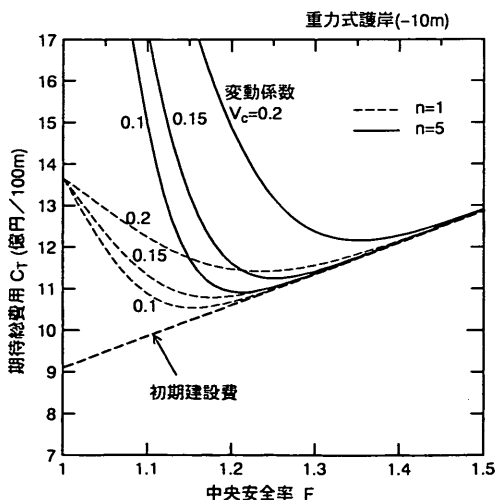


図-12 変動係数 V の $C_T \sim F$ 曲線への影響

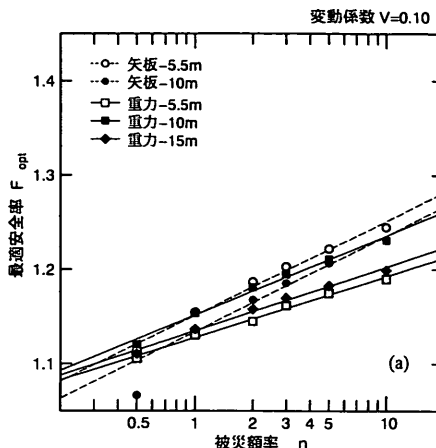


図-13(a) 最適な安全率 F_{opt} と被害額率 n の関係

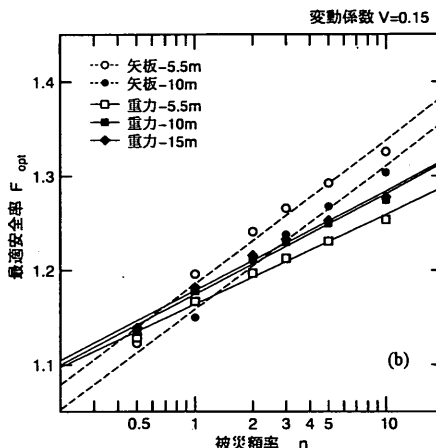


図-13(b) 最適な安全率 F_{opt} と被害額率 n の関係

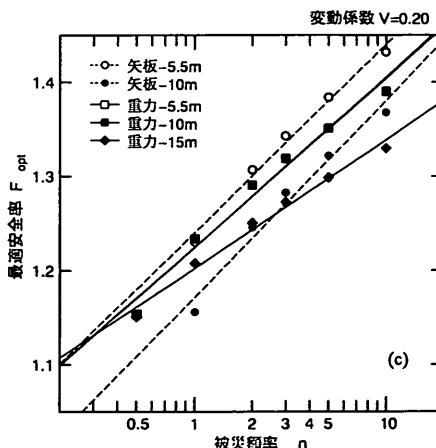


図-13(c) 最適な安全率 F_{opt} と被害額率 n の関係

影響をさらに調べる目的として、異なる断面の F_{opt} の平均値を図-14にプロットした。この図から V が大きくなるにつれて F_{opt} が大きくなることははっきり分かる。そこで、 F_{opt} は n と V の関数と考え、次のような経験式を提案することができる。

$$F_{opt} = 1.05 + 0.85(1 + \log_{10} n)V \quad (8)$$

実際、 $C_T \sim F$ 曲線から求めた F_{opt} と、経験式(8)より予想した値の比較は図-15のようになり、2つの方法の値はほぼ一対一になっている。したがって、式(7)のような複雑な関係を意識せず、被災額率 n と土質定数の変動係数 V を与えれば、式(8)で F_{opt} が簡単にもとまる。

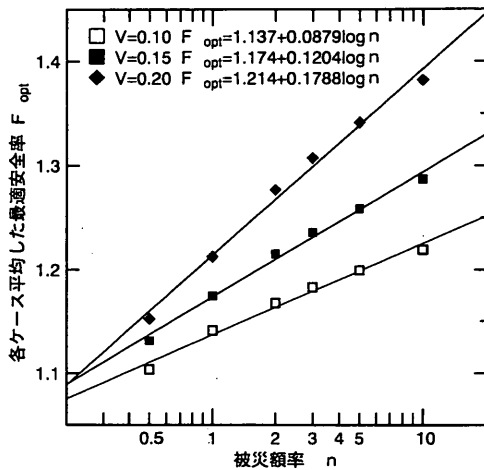


図-14 各断面を平均した $F_{opt} \sim \log n$ 関係

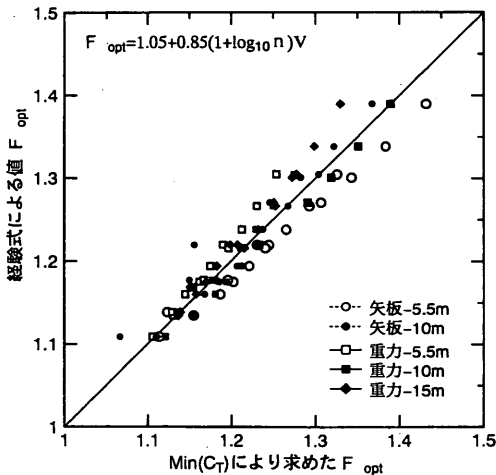


図-15 $C_T \sim F$ 曲線と経験式とから求めた F_{opt} の比較

経験式(8)を少し考察してみる。 $n=0.1$ または $V=0$ のとき、 $F_{opt}=1.05$ となる。すなわち、破壊してもその損失が無視できるほど小さい場合、土質定数が確率変数でなく確定値であるような場合、円弧すべりの安全率を1よりわずかに大きい数字にとどめたほうが有利である。被災額率 $n=3$ と仮定して、 $V=0.10, 0.15, 0.20$ を式(8)に入れて計算してみると、最適な安全率は $F_{opt}=1.18, 1.24, 1.30$ となる。このような数値は実務経験的によく用いられている1.3や1.2と一致するもので、現行に使われている安全率の合理性がある程度裏付けられた。

最適な安全率に対応する最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ は図-11のような曲線から読みとるか、最適な安全率 F_{opt} を知った上で式(4)より求めることができる。図-16(a),(b),(c),(d),(e)に各基本断面における最適な破壊確率を示した。被災額率 n が大きくなるに従って最適な破壊確率が小さくなるのがわかる。また土質定数の変動係数 V が大きいほど最適な破壊確率が大きくなる傾向もこの図の結果から見られる。もう一つ興味深い事実は、最適な破壊確率は重力式岸壁よりも矢板式岸壁のほうが全般的に大きいことである。これは、矢板式岸壁はスリムな構造形式なので建設コストが重力式岸壁に比べ安いからであろう。ただし、矢板構造物の場合は土圧によって断面が決まる場合もあるが、ここでは地盤の安定解析の安全率で断面が決定される場合のみを考えている点に注意する必要がある。

すべての構造形式におけるケースの最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ の結果を図-17にまとめてプロットした。たとえば、被災額率 $n=3$ としたときの最適な破壊確率をみると、 $P_{F(opt)} = 0.5 \sim 2.6\%$ であり、松尾が道路盛土について求めた最適な破壊確率とほぼ同程度であった。

4.2 被災額率の検討

経験式(8)によると、適切な安全率を決めるには被災額率 n と土質定数の変動係数 V を正確に評価する必要がある。

n 値は構造物の重要度を表す指標としても考えられるが、具体的な定量的評価手法はまだ確立されていないのが実状である。上部⁷⁾は重力式係船岸の地震時の被災量を調べ、図-18のような被災の程度と被災額率の関係を示した。それぞれの被災の程度に対する岸壁の変形は表-4のようにまとめられている。これらを見ると、全壊して形をとどめていない場合において被災額率 n は1.5~3の範囲にある。

次に、港湾構造物の設計・積算に20年以上の経験を有する技術者を対象として、被災額率の大きさのイメージ

ジについてのヒアリングを行った。表-5にヒアリングの結果を示す。このように、変形が発生した程度であれば被災率は $n=0.5$ 程度であるが、変形が大きくなり破壊という状況になると n は2以上になると考えられる。これらの被害は間接的被害を考慮しないときのものであり、工事の遅れによる経済的な損失や関係者の迷惑などの間接的被害を考慮すると被災率はさらに大きな値となりうる。

軟弱地盤における最近の港湾工事では、施工中に地盤

の沈下量や側方変位量、杭・矢板の変位や応力を計測管理しながら施工が進められる場合が多いので、実際には管理値以上の沈下や計測が生じた段階で工事をいったん停止して何らかの対策が講じた後に工事を再開し完成させるといった場合が多い。このような場合には直接的な費用が $n=0.5$ 程度であっても間接的な費用の方がむしろ大きくなる可能性も十分ある。具体的に被災率を設定するためには、経済・社会的な影響も含めて検討すべきであろう。

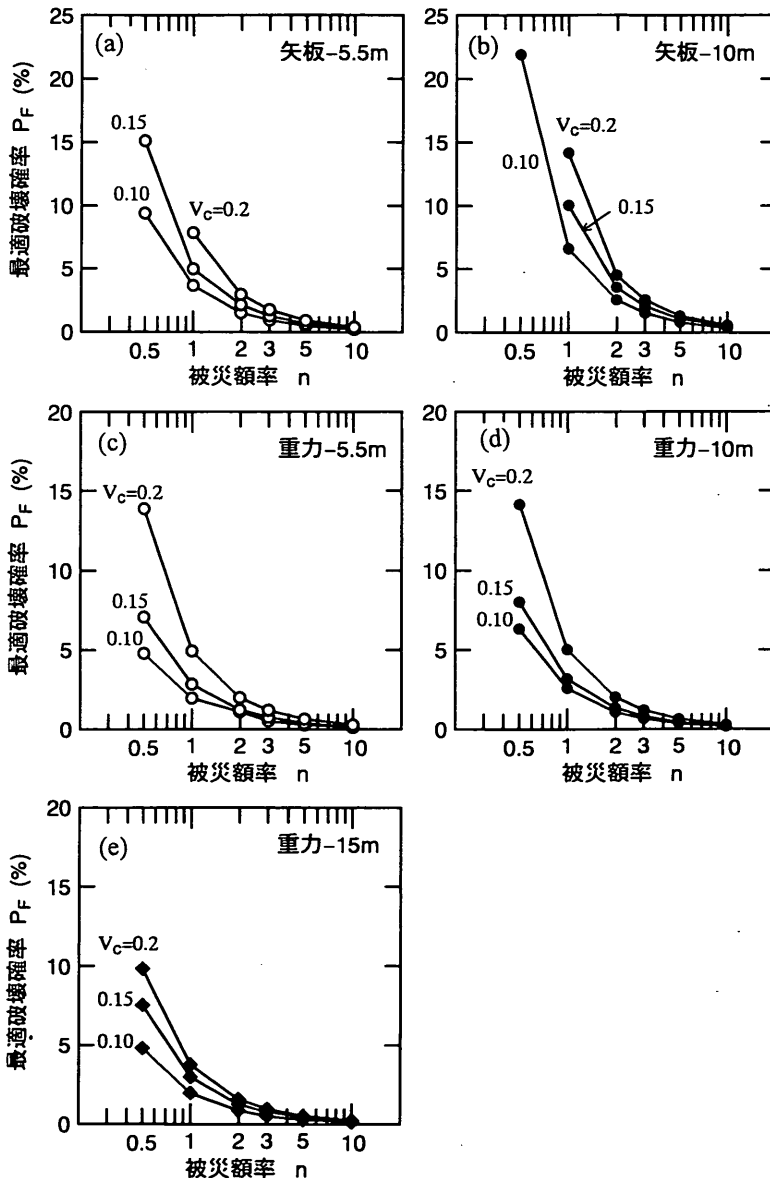


図-16 最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ と被災率 n の関係

4.3 土質定数の変動係数

土質定数の変動係数 V には、土質地盤自身が有する不確定要素のほか、われわれが行った土質調査の密度が不十分であったり、採取した試料が乱れの影響を受けたりあるいは土質試験の方法に何らかの問題点があって、地盤本来固有の不均一性以上に調査結果にばらつきが含まれることが考えられる。ここで仮に地盤の真の土質定数の変動係数は V_0 で表されるとしよう。ある調査箇所におい

て N 個の土質試験を実施したとして、この N 個の標本でこの地点の土質定数の分布特性を推定する場合、推定に伴う誤差を必ず含むのでそれを V_n で表すことにする。さらに、不攪乱試料の採取や室内力学試験などの過程で試料に加えられる攪乱によって生ずるばらつきを V_m で表す。

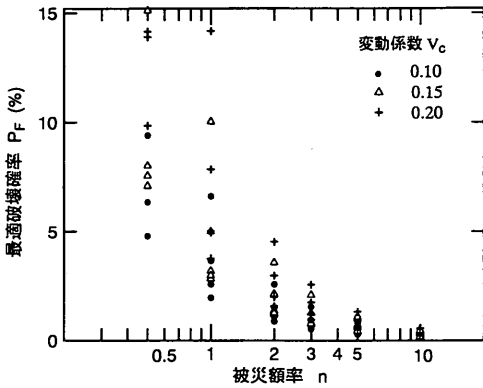


図-17 各ケースの最適な破壊確率 P_{Fopt} のまとめ

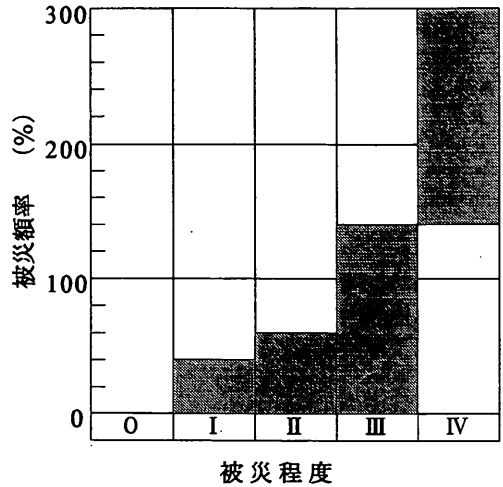


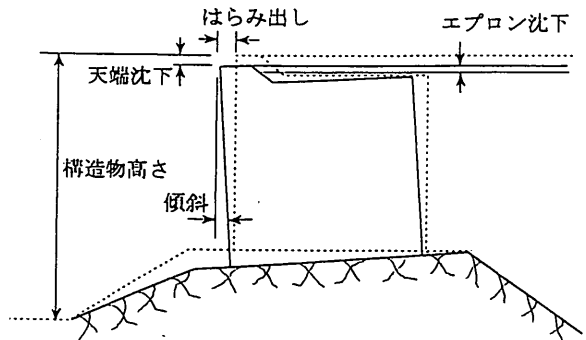
図-18 重力式係船岸の被災程度と被災率の関係

表-4 被災の程度⁷⁾

被災程度	被災の状態	最大はらみ出し量 [cm]	平均はらみ出し量 [cm]	天端沈下量 [cm]	エプロン沈下量 [cm]	傾斜角 [°]	被災変形率 [%]	加算変位 [cm]
0	無被災	0	0	0	0	0	0	0
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの	25以下	25以下	30以下	50以下	5以下	4以下	40以下
II	本体にかなりの変状の起こったもの	25~70	40以下	50以下	20~80	1~8	4~10	40~100
III	形はとどめているが、構造物本体に破壊が起こったものと認められるもの	70~200	40~200	100以下	30~100	2~15	10~30	100~250
IV	全壊して形をとどめていないもの	200以上	200以上	100以上	100以上	15以上	30以上	250以上

被災変形率=最大はらみ出し量/構造物高さ

加算変位=最大はらみ出し量
+天端沈下量+エプロン沈下量



円弧すべり解析にかかわる土質の強度定数は大まかに内部摩擦角 ϕ と非排水せん断強度 c_u に分けられるが、本研究では $\tan\phi$ を深度方向一定のⅠ型分布、 c_u を深度とともに平均値が増加し変動係数が一定であるⅢ型分布として考えた¹⁰⁾。 $\tan\phi$ が一定と見なせる場合と、 c_u が深度とともに増加する場合は、 N 個の標本だけでその分布を表そうとすれば、それぞれ次の関係で変動係数に及ぼす影響を評価できる⁶⁾：

$$V_{\sigma_N} = V_{\sigma_0} / \sqrt{N} \quad (9)$$

$$V_{c_N} = \sqrt{2} V_{c_0} / \sqrt{N} \quad (10)$$

当然なことながら、土質調査・試験の規模が大きければ大きいほど、土質諸定数の分布を表すパラメータ（平均値や変動係数など）の推定精度が上がるわけだが、標本が数 N がある大きさ以上になると、 N を増やしてもその効果が出にくくなることもこれらの関係からわかる。たとえば、 N を5個から10個に増やすと変動係数 V_{c_N} において30%の引き下げ効果が期待されるのに、30個から35個にした場合その効果のほうはわずか7%程度しか期待できない。AngとTangの研究によれば、標本数 $N > 20$ であれば標本分散 s^2 は母分散 σ^2 のよい推定量であるとされている⁸⁾。また、浅岡³⁾は土質調査規模の決定問題について電子計算機を用いたシミュレーションを行っている。彼の解析は、電子計算機内に自然地盤、すなわち c_u 強度のばらつきを表す正規乱数群を再現し、あたかもそこからランダム的に不攪乱試料の採取を行うという方法でなされた。彼の研究結論によれば、最適な土質調査規

模は $N = 20 \sim 30$ 程度であり、土質調査・試験の単価や破壊時の費用の大小にそれほど影響されないことを指摘している。

ここでは、土質調査と土質試験にかかる費用を含めた期待総費用 C_T と調査規模 N （土質データの個数）との関係を調べてみた。図-19(a),(b)に $n = 3$ とし、 $V = 0.10$ と $V = 0.15$ を想定した場合の、矢板式岸壁と重力式岸壁（ともに前面水深-10m）の調査規模と期待総費用の関係を示した。図中の調査単価は粘土試料（シンウォールチューブ）1本当たりの試料採取と力学試験のコストである。各単価は、具体的には次のような試験法と対応している。

- A法(7万円)：不攪乱試料の採取と一軸圧縮試験3個
 - B法(10万円)：不攪乱試料の採取と一軸圧縮試験3個、三軸CU試験1個
 - C法(15万円)：不攪乱試料の採取と三軸CU試験3個
- A法は一軸圧縮強度の平均値を用いる現行の方法であり、B法は現行の方法の改善案として土田ら⁹⁾が提案している一軸試験と三軸試験の併用法である。さらに一軸圧縮試験の代わりにすべて三軸試験を用いた場合はC法のコストとなる。

図より C_T が最小あるいはほぼ一定（ N が1増えたときのコストの低下が0.01%以下）となる調査規模を最適と考えるならば表-6のようにまとめられる。

表からわかるように、期待総費用は N の増加とともに急速に減少するが、 N が20以上になるほぼ一定となる。したがって、最適な調査規模は20~30程度であることがあらためて確認できた。また、土質調査・試験に要する

表-5 被災額率のイメージ（ヒアリング結果）

構造物	被災額率 n	被災イメージ	対策イメージ
矢板式岸壁	0.5程度	・変形している	・護岸背面の荷重を軽減 ・地盤改良追加なし
	1.0程度		・地盤改良を追加 ・地盤改良部を通るが発生
	2.0以上	・破壊した ・地盤改良部を通るすべりが発生	
重力式岸壁	0.5程度	・ケーソンの軽微な移動 ・ケーソンは充分マウンド上にある	・護岸背面の荷重を軽減 ・地盤改良追加なし ・ケーソンの据直し必要なし
	1.0程度		・地盤改良を追加 ・護岸背面の荷重を軽減 ・ケーソンの据直し必要なし
	2.0以上	・破壊した ・地盤改良部を通るすべりが発生	・ケーソンの据直しまたは再製作

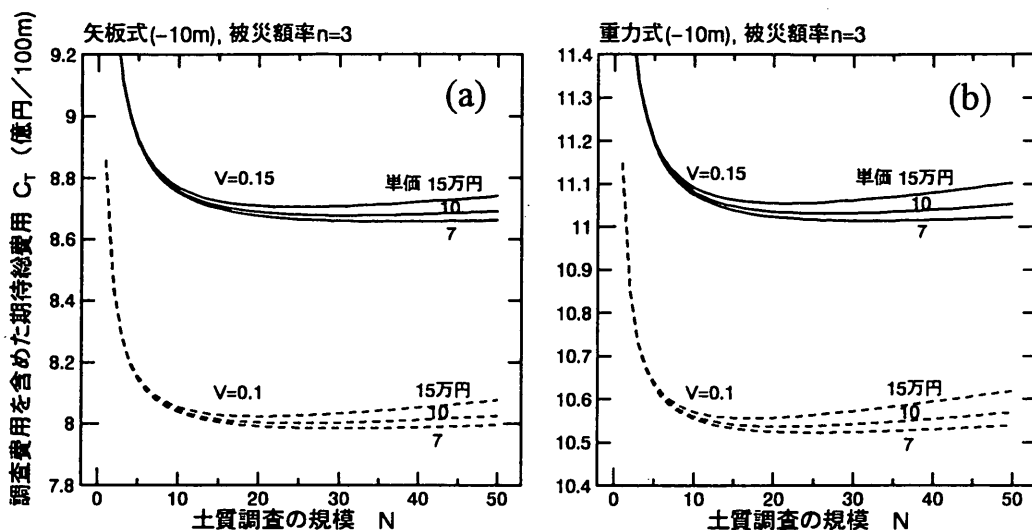


図-19 土質調査費を考慮した期待総費用と調査規模の関係

表-6 最適な調査規模 N_{opt}

単価		7万円	10万円	15万円	建設費	占める割合
矢板式	V=0.1	30(520)	25(600)	20(700)	8.59億	0.6~0.8%
	V=0.15	37(618)	31(720)	25(850)	"	0.7~1.0%
重力式	V=0.1	26(464)	21(520)	17(610)	10.97億	0.4~0.6%
	V=0.15	31(534)	26(620)	21(730)	"	0.5~0.7%

○内は調査費用で、単価×規模 N ×2ヶ所+諸経費100万円

費用が全体の建設コストに占める割合は0.5~1.0%に過ぎないが、図-19では、適切な規模の調査を行うことの重要性が期待総費用の減少としてはっきりと示されている。

以上の議論は、どの調査・試験法を用いてもすべての標本の信頼度が同一のものと見なして進めてきた。したがって、この場合は図-19をみても調査単価が小さい方が期待総費用は小さい。しかし、現実には求められる地盤の諸定数の信頼度は調査・試験法によって異なっている。不攪乱試料の採取と運搬の過程で受けた乱れの程度、そして非排水せん断強度を求める試験の方法の相違によって、得られた試験データの信頼度が大きく変わってしまうのである。ここでは、わが国における通常の方法(固定ピストン付きシンウォールサンプラーによる方法)で採取された試料を対象として、試験方法による強度定

数の信頼度に関する検討を行ってみる。

日本国内において非排水せん断強度を求める場合、一軸圧縮強度 q_u の2分の1の平均値から算出する方法が一般に用いられている。しかし、一軸圧縮強度 q_u は試料採取時の乱れの影響を受けやすくその信頼度があまり高くない。特に砂分が多く低塑性の土の場合は、技術水準の高い調査者が行っても、本来のせん断強度を大きく過小評価する可能性があると考えられている。表-7は日本国内各地の一軸圧縮強度 q_u から求めた非排水強度 c_u のII型分布における各定数である²⁾。道路事業に比べ港湾事業の対象となる地盤では q_u 値の変動係数は小さいが、それでも0.14~0.25程度の大きなばらつきがある。

近年、土田ら⁹⁾や半沢¹⁰⁾は、Recompression法によって試料採取時の乱れの影響を除去した強度が求められることを明らかにしている。Recompression法とは、採取

表-7 II型 c_u の分布³⁾

地域	N	a	b	σ	\bar{c}_u	V	
厚木	60	1.250	0.245	0.567	2.06	0.28	道路
船子	52	1.240	0.153	0.486	1.59	0.30	
愛甲	56	1.560	0.075	0.435	1.80	0.24	
高崎	60	1.100	0.194	0.584	1.61	0.35	
袋井	29	0.910	0.140	0.345	1.46	0.24	
豊田	40	2.780	0.579	1.216	3.93	0.28	
東京港	159	0.527	0.125	0.482	1.95	0.25	港湾
名古屋港	101	0.336	0.130	0.583	2.55	0.23	
衣浦	78	1.350	0.140	0.350	2.60	0.14	
錦海湾	154	0.300	0.156	0.330	2.20	0.16	

平均値 $\mu(\text{tf/m}^2)=a+bz$, z は深度(m), 標準偏差 $\sigma(\text{tf/m}^2)$

した土試料を原位置の有効応力でいったん圧密した後にせん断強度を求めるものであり、その実用的方法として、土田らは標準的な三軸CU試験法（簡易三軸試験法と呼んでいる）を、半沢は三笠式一面せん断試験による方法を提案している。

国内外の20ヶ所の不攪乱試料に対して実施した簡易三軸試験の強度と半沢らの一面せん断試験から得られた強度をもとに¹⁾、工学的に均一と見せる海成粘土地盤における変動係数を調べ、そのヒストグラムを図-20に示した。図のように、簡易三軸試験と一面せん断試験より求められたせん断強度のばらつきは一軸圧縮強度 q_u に比べ小さく、変動係数はともに0.05~0.20の範囲にある。ただし、変動係数0.2以上の事例は砂混じり地盤におけ

るデータであり、深度によって砂分含有率が大きく変動することが強度のばらつきの主たる原因である。したがって、比較的均一な海成粘土地盤ではRecompression法で求められる強度の変動係数は、0.10~0.15の範囲にあり、一軸圧縮強度 q_u のばらつきよりもあきらかに小さい。

浅岡³⁾は、奥村²⁾がサンプリング時の試料の乱れを評価する指標として提唱した攪乱比 R の概念を用いて、乱れによる変動係数への影響を調べている。攪乱比とは、現在の残留有効応力に対する乱れが無いときの試料の有効応力の比である。実際に測定される非排水強度の変動係数 V_m とし、地盤固有の不均質性に伴う粘土の非排水強度の変動係数を V_0 、試料の乱れや試験過程だけによる変動係数を V_n とすると、3者の間には、次の関係がある³⁾：

$$V_m^2 = V_0^2 + V_n^2 (1 + V_0^2) \quad (11)$$

さらに、試験の個数に関する式(10)の関係を考慮すると次の関係が得られる：

$$V_m^2 = V_0^2 + V_n^2 (1 + V_0^2) + V_n^2 \quad (12)$$

すなわち、測定される非排水強度の変動係数は、地盤の固有のばらつきに試験や評価の方法に起因するばらつきと標本の数による推定誤差との和である。

浅岡によると攪乱比が一定（乱れの程度が一定）のときの強度のばらつきは変動係数で0.02~0.10と小さく、一軸圧縮強度のばらつきの大きな要因は試料の乱れの程度のばらつきであるとされている。したがって、一軸圧縮試験法自体に起因する変動係数を $V_n=0.15$ とし、乱れの影響の相当部分が除去されていると考えられる試験法であるRecompression法自体の変動係数を $V_n=0.05$ とし

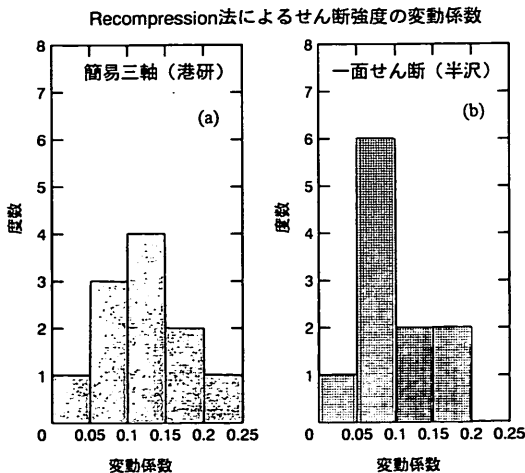


図-20 簡易三軸と一面せん断試験によるせん断強度の変動係数分布

て、測定値として得られる非排水強度の変動係数を式(12)より計算すると、表一八に示すような値となった。

表より、標本の数 N が10以上であれば N が V_m に及ぼす影響はほぼ無視しうが、試験法自体のばらつきによって求められる強度の変動係数は大きく変化することがわかる。たとえば、地盤の固有のばらつきが $V_0=0.10\sim 0.15$ であったとしても一軸圧縮試験法で強度を評価すると変動係数は $0.18\sim 0.22$ に増大するのである。したがって、一軸圧縮強度とRecompression法の強度における変動係数の違いは、それぞれの試験法が試料の乱れの影響を含むかどうかによって原因すると考えられる。

土田らによると、一軸圧縮強度 q_u の平均値から求められる非排水強度(q_u 法の強度)が設計強度として妥当であるのは、試料の乱れによって平均強度が「適度」に低下している結果である⁹⁾。ボーリングやサンプリングの技術に依存する試料の品質しだいで q_u 法の強度は地盤の真の平均強度を過大にあるいは過小に評価してしまう可能性があり、その不確実性はRecompression法に比べ大きい。

図一十九(a),(b)をみると、地盤定数のばらつき V を0.10としたときの期待総建設費 C_T が、 $V=0.15$ の場合よりも5~10%小さくなっており、この傾向は試験の単価が大きくなっても変わらない。ここでの V は地盤定数本来のばらつきのみならず、地盤定数の評価法自体の不確実性も含んでいる。たとえば、地盤定数本来のばらつきが $V_0=0.1$ である地盤において、現行のA法(q_u 法)で強度を求めた場合には不確実性により $V=0.15$ となり、B法では不確実性が除去されて $V=0.1$ のままであると仮定する。図一十九より調査単価の高いB法を用いた方が、現行の方法よりも期待総費用が大きく減少することがわかる。すなわち、信頼性の高い土質定数の決定が行えれば、より低い安全率で設計できるので期待総費用が小さくなるのである。このように調査・試験法の適切な選定においても、破壊確率と被災額率に基づいた期待総費用の比較は有効である。

4.4 安全率選択について

一連の解析結果をまとめ、設計に用いるべき安全率について考察してみる。最適な安全率 F_{opt} は(8)式のように被災額率 n と地盤定数のばらつき V の関数として表される。ここで地盤定数のばらつき V は、地盤固有のばらつきと地盤強度の評価法における不確実性の和を意味する。以上の検討の結果から、港湾構造物の設計で用いるべき最適な安全率を検討すると、以下のようにまとめられる。

- a) 地盤が均一で地盤定数の信頼度が高い場合 ($V=0.1$ 程度)
 - 観測施工・対応可 ($n<0.5$) 1.10
 - 重要度低い ($n<1$) 1.15
 - 一般の構造物 ($n<3$) 1.20
 - 重要な構造物 ($n>3$) 1.25
- b) 地盤が不均一あるいは地盤定数の信頼度が低い場合 ($V=0.15$ 程度)
 - 観測施工・対応可 ($n<0.5$) 1.15
 - 重要度低い ($n<1$) 1.20
 - 一般の構造物 ($n<3$) 1.25
 - 重要な構造物 ($n>3$) 1.30
- c) 地盤が非常に不均一で地盤定数の信頼度が低い場合 ($V=0.20$ 程度)
 - 観測施工・対応可 ($n<0.5$) 1.20
 - 重要度低い ($n<1$) 1.25
 - 一般の構造物 ($n<3$) 1.30
 - 重要な構造物 ($n>3$) 1.35

ここで「観測施工・対応可」というのは、たとえばプレロード用の盛土を行う場合などであり、施工中に地盤の変形等を観測し、危険が予測される場合にはただちに盛土を中止して放置期間を設けたり押さえ盛土するなどの対策が可能な状況を想定している。また、構造物の重要度の判定は被害額率の評価によって行われるが、これには経済的・社会的な影響も含めて検討する必要がある。

表一八 各要因を考慮した非排水強度の変動係数

地盤固有の変動係数 V_0		0.05	0.10	0.15	0.20
Recompression法 $V_m=0.05$	N=10	0.074	0.121	0.172	0.225
	N=30	0.072	0.115	0.163	0.213
一軸圧縮法 $V_m=0.15$	N=10	0.160	0.186	0.224	0.267
	N=30	0.159	0.183	0.217	0.257

5. 防波堤基礎における支持力に関する検討

5.1 現行の設計基準の方法

混成防波堤の設計では、設計波高による波圧が作用する時の直立部ケーソンの滑動と転倒、ケーソン底面の支持力について検討が行われる。底面の支持力については、平成元年に改訂された基準からビショップ法（簡易ビショップ法）による円弧すべり解析が採用されている。本章では、この支持力の解析において信頼性設計の考え方を適用することを試みた。

図-21(a)~(c)は現行の解析法における荷重と円弧すべり面の条件である。ケーソン底面に作用する荷重はケーソンの自重とケーソンに作用する波力に対する反力であるが、すべり面の支点は図-21(a)に示すように、荷重の着地点に対して近い方の基礎の端と対称の点である。図-21(b),(c)のように、底面の鉛直荷重はケーソンの前しとすべり面の支点との間に作用する等分布荷重に換算され、水平力は壁対底面に作用させる。前章までの円弧すべり解析では修正フェレニウス法（簡便法）が用いられていたが、支持力の計算にはビショップ法が用いられている。ビショップ法は、修正フェレニウス法では無視されている分割片間の力の釣り合いを考慮した分割法によるすべり計算法である。小林らは、既存の防波堤および重力式係船岸の波圧時と地震時の被災・無被災事例の解析結果から、ビショップ法による安全率を1.0以上とすればマウンドと地盤の安定がほぼ確保されている

ことを報告している¹²⁾。このことから、現行の基準では安全率を1.0以上としている。なお、波圧時における滑動および転倒に関する安全率は、いずれも1.2以上が標準とされている。

5.2 現行基準での破壊確率

まず、3章と同様にモンテカルロシミュレーションの手法を用いて、基礎地盤の土質定数の不確定特性を考慮したときの円弧すべりの安全率の分布特性を調べた。次に想定した確率の異常波浪に遭遇して、防波堤が支持力不足が原因で破壊したときのケーソン変位量の算定方法について検討し、耐用年数間における支持力不足による沈下量の期待値を試算した。

ここで対象とした防波堤断面は図-22に示すとおりである。ケーソンの幅は設計波高で滑動および転倒の安全性が十分に満足できて、かつ底面支持力に関する円弧すべり計算における安全率がちょうど1となるように設計したものである。支持力の安定計算に用いた各土質定数表-9に示す。この際、設計に用いた波の有義波高は $H_{1/3}=6.9\text{m}$ で、設計波高 $H_D=1.8H_{1/3}=12.4\text{m}$ とし、設計波の周期 $T=13\text{sec}$ 、波長 $L=263.6\text{m}$ 、入射角 $\theta=0.0^\circ$ とした。なお、波圧の計算式は合田式とした。

図-22の設計断面において、設計波高 $H_D=12.4\text{m}$ のときのケーソンの滑動および転倒に関する安定計算をした結果、滑動安全率が1.25、転倒安全率が2.10となっている。

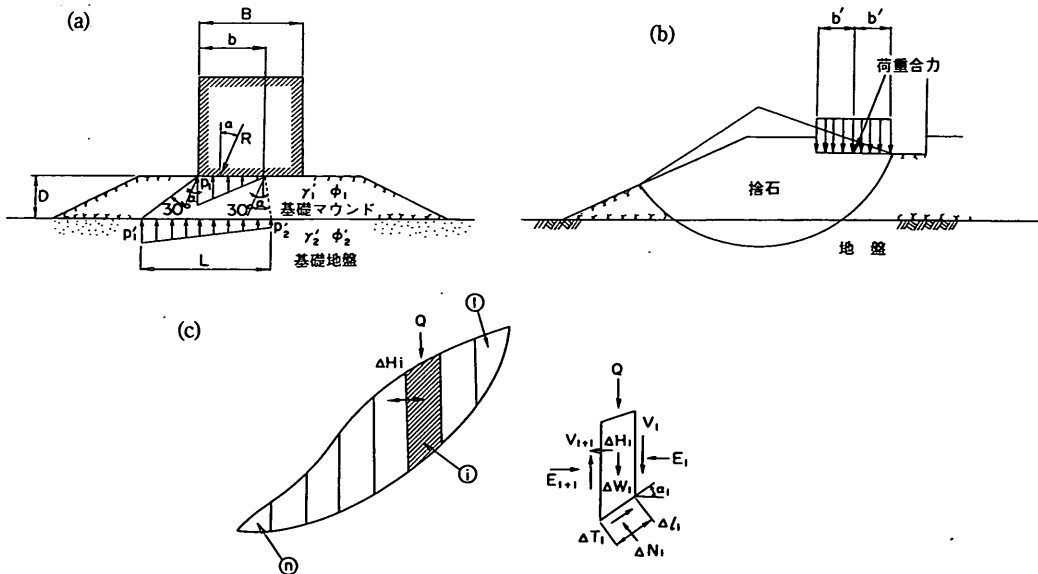


図-21 現行の支持力安定性の解析方法

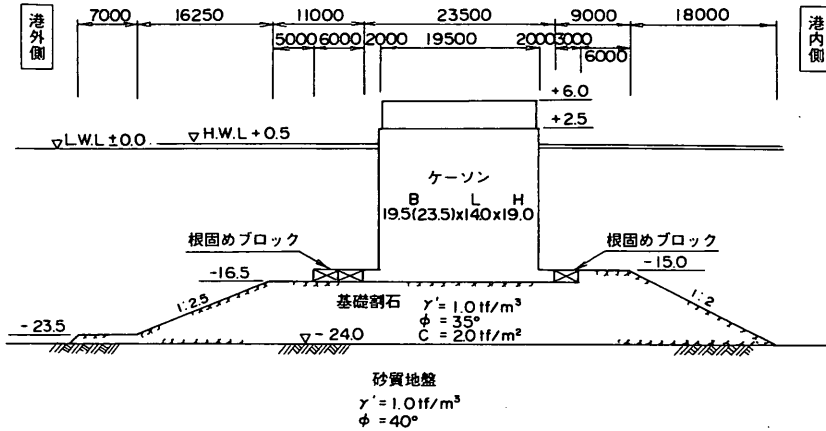


図-22 支持力安定解析に用いた防波堤断面

表-9 防波堤支持力計算の土質定数

土層の種類別	飽和重量 $\gamma_{sat}(\text{tf/m}^3)$	湿潤重量 $\gamma_t(\text{tf/m}^3)$	水中重量 $\gamma'(\text{tf/m}^3)$	内部摩擦 角 $\phi (^{\circ})$	粘着力 $C(\text{tf/m}^2)$
根固めブロック	2.30	2.30	1.30	0	0.00
基礎割石	2.00	1.80	1.30	35	2.00
砂質地盤	2.00	1.80	1.00	40	0.00

まず、各地盤定数の平均値を用いて波高を $H_b \sim 0.7H_b$ の間に变化させた場合のケーソン底面の支持力に関する中央安全率を計算した。図-23は波高と支持力に関する中央安全率の関係であるが、設計波高 H_b の場合に1.0であり、波高が $0.7H_b$ となれば1.4と大きくなる。波高の区間 $[H_b \sim 0.7H_b]$ において中央安全率がほぼ直線に変化し、次式で近似できる。

$$F = 2.37 - 0.11H \quad (13)$$

次に、設計波高 H_b 、そして $0.9H_b$ 、 $0.8H_b$ 、 $0.7H_b$ の各波高について、ピシヨップ法の円弧すべり計算を1000回行い、地盤の強度定数の変動係数 V を0.1、0.15、0.2と仮定した場合の安全率を計算して破壊確率 P_f を算出した。図-24に中央安全率と破壊確率の関係を示す。図のようにどの変動係数においても中央安全率が1.0のときは、どうしても50~60%の破壊確率が存在する。前章までの護岸の安定解析では、地盤のすべり破壊に関する最適な破壊確率は1.0~5.0%であった(図-17の被災額率1~3参照)。これに対して、重要な構造物である防波堤の破壊確率が50~60%であることは常識的にも不可解なこと

であるが、防波堤の支持力の問題は大きな波圧が一時的に作用するときの安定問題であり、岸壁の安定のような静的な安定問題とは外力の条件が異なっていることに注意する必要がある。そこで外力である波圧の特性について検討してみる。

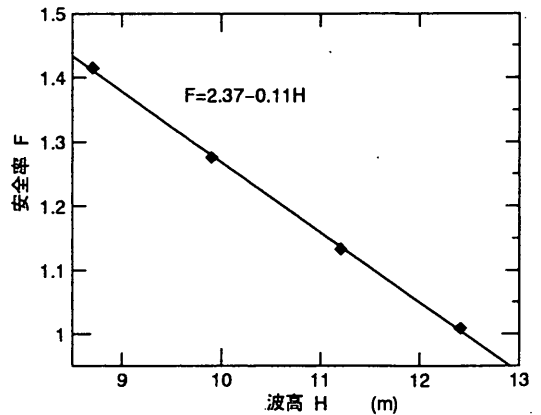


図-23 中央安全率 F と波高 H との変化関係

5.3 波の出現特性と期待滑動量について

図-24に示した結果は、抵抗力としての地盤強度定数のばらつきのみを考慮したもので、外力としての波高の出現特性については考えていなかった。波高の出現特性を考えると、2つの側面を考えなければならない。すなわち、設計波高クラスの高波の出現確率と、実際に設計波高相当の高波が現れたときにその波群のなかの波高分布である。前者にはF T-I型分布やワイブル型分布などが用いられているが¹³⁾、後者にはレーリー分布を用いるのが一般である。

合田の波圧計算式における最大波高 H_{max} は統計的な性質が強く反映しており、既往の災害事例や波圧推定の精度などを考慮して、 H_{max} を $1.8H_{1/3}$ にとることにしたとされている¹⁴⁾。実際に、合田は「設計波相当の波浪が来襲した際に $1.8H_{1/3}$ を上回る波高の波が1、2波出現する危険性がゼロではないが、それによって防波堤が滑動したとしてもその量が微小であろう」と指摘している¹⁴⁾。同様のことは防波堤の基礎地盤の支持力に対して言える。つまり、前述したように地盤強度定数と設計最大波高両方の不確実性により、現行の設計基準の支持力に関する安全率1.0では計算上相当大きな破壊確率が求められる。しかし、仮に耐用年数間において設計最大波高より大きい波が数波ないし数十波出現したとしても、直ちにこの防波堤は使えなくなる、破壊するとはいえないのである。これは、外力としての波力が作用する時間が短いため（長い場合でも数秒から十秒程度）一時的に安全率が1を下回るような荷重が加わっても全面的な破壊に至らないこと、さらに防波堤の機能上ある程度の変位（移動）

が発生したとしても大きな支障が生じないからである。

防波堤堤体の滑動に関する下迫らの最近の研究によって、個々の波に対する滑動量 S の推定式が以下のように提案されている^{15), 16)}。

$$S = \frac{g\tau_0^2(F - \mu W')^3(F + \mu W')}{8\mu WW'F^2} \quad (14)$$

ここに、 F は防波堤ケーソンに作用する波力で、 τ_0 は波力が作用する時間である。また、 W, W' はそれぞれケーソンの空中と水中の重量で、 μ はケーソン底部の摩擦係数、 g は重量加速度である。

下迫らの研究では、波力については従来の設計で用いている合田式を用いるが、 τ_0 については、波の周期や波力の大きさによって異なる値が用いられている。これは、波高がある程度大きくなると有限振幅性が顕著になり、正の波力の作用する時間は周期の1/2よりも短くなり、衝撃波力になるにつれて作用する時間は更に短くなるためである。このような影響を考慮して τ_0 が次のように求められている。

$$\begin{aligned} \tau_0 &= k(0.5 - H/8h)T, & (0 < H/h < 0.8) \\ k &= \left\{ 1 / ((\alpha^*)^{0.3} + 1) \right\}^2, & (15) \\ \alpha^* &= \max(\alpha_1, \alpha_2) \end{aligned}$$

ここに、 α_1 と α_2 は合田の波圧式におけるパラメータでそれぞれ波の周期の影響とマウンド高さの影響を表す¹⁵⁾。

上式によって耐用年数間における期待滑動量を求めた結果によると、安全率が1.2の場合、混成堤で7.4cm、消波工被覆堤で0.5cmであり、混成堤の滑動安全率が1.0となると期待滑動量は45cm程度と報告されている²⁰⁾。

ここでは、同様の考え方をを用いて、支持力不足による基礎地盤の破壊から生ずるケーソンの沈下量について検討する。

5.4 1波あたりの期待沈下量

いま、図-25に示すようO点を円心とする円弧すべりが起こったとしよう（あるいは起ころうとする）。ただし、ここに円心O点と半径 R はともに確定的なものとする。この仮定に伴うこれからの分析誤差は二次的程度と考えられる。

このときの起動モーメント M_0 としてケーソン、マウンド基礎・地盤の自重と波力が数えられる。一方抵抗モーメント M_R にはマウンド・地盤のせん断抵抗が寄与する。図-26に示すように、起動モーメントは波の高さの関数と考えられるが、抵抗モーメントは波の高さの関数

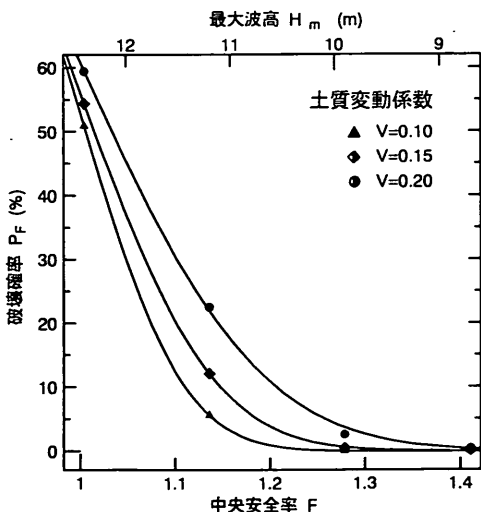


図-24 防波堤の破壊確率 P_F と中央安全率 F の関係

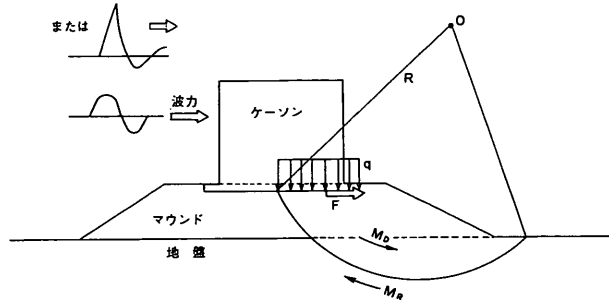


図-25 円形すべり回転運動の概念図

であるほか、土質定数の不確実性により中央値を挟んで両側に分布する。とりあえずここではその分布を考えずに中央値の値が正しいものと仮定する。もし安全率が1ちょうどであれば、このときの設計波高 H_D はこの防波堤がもつ限界波高 H_G とよぶ。実際やってきた波が H_G よ

り小さければ防波堤は安全で、大きければ防波堤は円弧すべりが起こることになる。

波の高さの形状は時間とともに変化する。障碍のない深海域では波形はサイン関数でよく表現できるけれども、図-27に示すように水深が浅くなり波が砕け、また障碍物による反射や屈折などの影響で波は次第に重複波、砕波、衝撃砕波へ複雑に変化していく。これらの過程をサイン波形と三角波形との組合せで表すことが可能であるが、ここでは別々に検討していくことにする。

図-28(a)に示す影の時間の間に円弧すべりを起こせる正味(NET)のモーメントが出現する。図-28(b)に $M = M_D - M_R$ の変化を示した。 M の大きさによって円弧すべりの回転角加速度を次の関係で算定できる：

$$I\ddot{\theta} = Mg \quad (16)$$

ここに、 I はケーソンを含めたO点に関する円弧すべり体の形状二次モーメントで、 $I = \sum m_i r_i^2$ である。

ただし、上式では回りの水体や構造物、基礎地盤が回転運動体に及ぼす抵抗、すなわちダンピング効果を無視している。これは、ここでの回転運動の速度は比較的ゆっくりしたものでこの効果を省略しても差し支えないと考えられるからである。

NETの起動モーメント M は波高の時間的関数として、次のように表すことができる¹⁹⁾。

$$M(t) = M_0 (K \sin t - 1) \quad (17a)$$

ビショップ法による円弧すべり計算より、円弧半径 R は55m前後であり、 $I = 1.7 \times 10^6 t \cdot m^2/m$ である。また、 $M_0 = 581 t f \cdot m/m$ とし、 $g = 9.8 m/s^2$ とする。なお、表示の簡略化のため次のように表す。

$$\theta = M_0 g R / I$$

図-29に示すように、始動点Aを起点に θ を一次積分すれば回転角の速度 $\dot{\theta}$ が得られ、始動点Aから休止点B

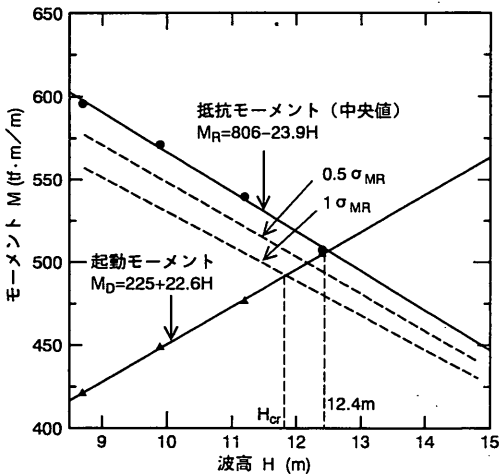


図-26 起動モーメント M_D 、抵抗モーメント M_R と波高 H の関係

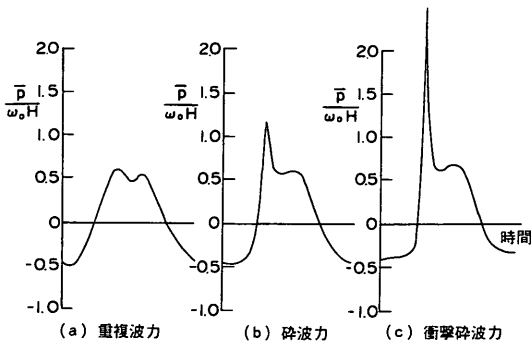


図-27 水深変化や構造物などによる波圧形の変化

まで二次積分すればこの間の回転角度が求まる¹⁹⁾。さらに移動量 δ は $\theta \times R$ によって求まる。積分計算によってケーソン底部における1波あたりの移動量は次式で与えられる:

$$\delta_{(s1)} = 0.5 (T/2\pi)^2 \{K \sin(2\pi/T \cdot t_1) - 1\}^2 \theta \quad (18a)$$

ただし、 $K < 1.38$

ここに T は波の周期で、 t_1 はB点の時刻である。さらに $K = H_m/H_a$ を限界波高比とよぶが、 K は円弧すべりに関する安全率の逆数を意味する。

$K > 1$ である大きい波がきたときの円弧すべりによる移動量は上式にて計算される。またA、B点における時刻 t_0 、 t_1 は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} t_0 &= (T/2\pi) \sin^{-1}(1/K) \\ t_1 &= (T/2\pi) \left\{ \sin^{-1}(1/K) + K (\cos t_0 - \cos t_1) \right\} \end{aligned} \quad (19a)$$

このように t_1 は直接に K を用いて表されないが、1波あたりの移動量を求める際には近似的に $\{K \sin(2\pi/T \cdot t_1) - 1\}^2 \approx 9.4(K-1)^2/K$ を用いれば充分な精度で計算できる。また、円の中心の角度を $\theta = 45^\circ \sim 60^\circ$ とすれば $\sin \theta \approx 0.8$ としてよい。結局ケーソンの沈下量は、(ケーソンは傾いたり最大の沈下点はずれたりするけれども) 次のように与えられる。

$$S_{(s1)} = \delta_1 \sin \theta \approx 0.095 T^2 (K-1)^2 / K \theta \quad (20a)$$

波形が三角波形の場合は、上述した手順にならって簡単に積分計算できる。三角波形のときのNETの起動モーメント M は次式のように表される。

$$\begin{aligned} M(t) &= M_0 \left(Kt / \left(\frac{T}{4} \right) - 1 \right) & (0 \leq t \leq T/4) \\ &= M_0 \left(2K - 1 - Kt / \left(\frac{T}{4} \right) \right) & (T/4 < t < T/2) \end{aligned} \quad (17b)$$

このとき、始動時刻 t_0 と休止時刻 t_1 は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} t_0 &= (T/4) / K \\ t_1 &= (T/4) \left\{ 1 + (\sqrt{2} + 1)(1 - 1/K) \right\} \end{aligned} \quad (19b)$$

よって、三角波形の1波あたりの移動量と沈下量は次のようになる。

$$\delta_{(s1)} = (T/4)^2 (1 + 2\sqrt{2}/3) (K-1)^3 / K^2 \theta \quad (18b)$$

ただし、 $K < 1.71$

$$S_{(s1)} = \delta_1 \sin \theta \approx 0.097 T^2 (K-1)^3 / K^2 \theta \quad (20b)$$

以上の結果より、波の時間的変化がサイン波形か三角波形にかかわらず、沈下量は周期 T の2乗に比例することが分かる。また、限界波高比 K が大きくなれば、1波あたりの移動量 δ_1 が大幅に増えることもうかがえる。図-30にこの2つの $\delta_1 \sim K$ 関係を示した。サイン波形に比べ三角波形の場合における移動量 δ_1 ははるかに小さいことが明らかで、たとえば $K = [1.1 \sim 1.3]$ 区間において $1/10 \sim 1/4$ 程度となっている。

5.5 ある高波で代表される1回の波群によって生ずる期待沈下量

次に、設計どおりの高波が発生した場合を考える。一

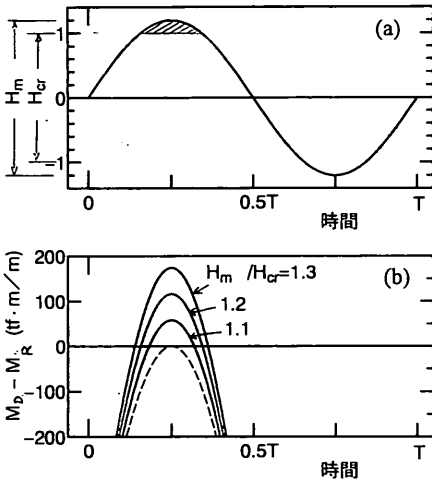


図-28 正味(NET)の起動モーメントの時間的变化

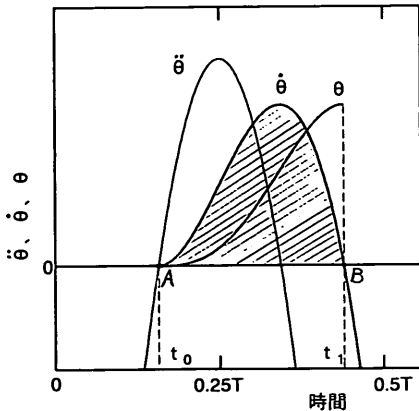


図-29 積分によるすべり体の回転角 θ の計算法

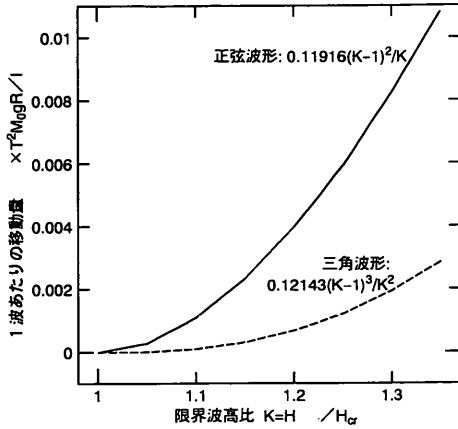


図-30 1波あたりの変位量 δ と限界波高比 K との関係

般に異常気象条件の推移を考えれば、その経過時間は2～5時間程度なので、ここで $L=4$ 時間とする。また波の周期は $T=13$ 秒とすると、一回あたりの波数は $N_0=3600L/T=1110$ 波である。

この異常高波の中の波の高さの分布はレーリー分布として：

$$p(x) = \frac{\pi}{2} x \exp\left(-\frac{\pi}{4} x^2\right) \quad (21)$$

ただし、 $x = H/\bar{H}$

ここに、 \bar{H} は平均波高である。一般に $H_{1/3}=1.6\bar{H}$ の関係がよく用いられる。また最大波高 $H_{max}=1.8H_{1/3}$ の関係を用いてよいとされているから、 $H_{max}=2.88\bar{H}$ の関係が得られる。

したがって、1回の擾乱における期待沈下量は次の積分関係によってもとまる。

$$S_E = N_0 \int_{x_{cr}}^{\infty} p(x) \cdot S_1 dx \quad (22)$$

式(22)に対して積分演算すれば、1回の H_{max} クラスの高波による期待沈下量はサイン波形と三角波形において各々次のように与えられる。

$$S_{(S)E} = 0.095 N_0 \theta_0 \left\{ (1/\eta + \pi/2 \cdot \eta) / \pi \cdot \Gamma(1/2, \pi/4 \cdot \eta^2) - \exp(-\pi/4 \cdot \eta^2) \right\} \quad (23a)$$

$$S_{(A)E} = 0.097 N_0 \theta_0 \left\{ (1/\eta + 3\pi/2 \cdot \eta) / \pi \cdot \Gamma(1/2, \pi/4 \cdot \eta^2) - 2\exp(-\pi/4 \cdot \eta^2) - \pi/4 \cdot \eta^2 \Gamma(0, \pi/4 \cdot \eta^2) \right\} \quad (23b)$$

ここに $\eta=2.88\rho=2.88H_{cr}/H_{max}$ であり、 $\Gamma(p, q)$ は不完全ガンマ関数である。明らかに期待沈下量 S_E は限界波高

H_{cr} と最大波高 H_{max} の比 ρ のみに関係しており、 ρ を限界最大波高比と呼ぶ。図-31は限界最大波高比 ρ と期待沈下量 S_E の関係である。限界最大波高比 ρ というのは安全率 F と同一的な指標であり、 ρ が1のときは F も1になる。また、 ρ 値が大きければ安全性が高くなり期待沈下量も小さくなる。今回検討した防波堤断面においては現行の設計基準の安全率 $F=1$ とすると、期待沈下量 S_E が0.6～3.7cm程度となることが図-31から読みとれる。図中に実線は積分計算した値で、破線はそれを代表するための近似的な指数直線を示した。

$$S_E(H_{cr}/H_{max}) \approx \exp(a_0 - a_1 \cdot H_{cr}/H_{max}) \quad (24)$$

5.6 耐用年数間における期待沈下量の推定

これまでの議論では、地盤強度の不確実性と設計最大波高相当の波群の出現確率について考慮されていない。言い換えれば、支持力の限界波高 H_{cr} も出現最大波高 H_{max} も確定値であるときの変形量を計算したのである。当然ながら、 H_{cr} と H_{max} との分布特性についても考えなければならない。

限界波高 H_{cr} は正規分布するものと推定されるので、その分布特性は5.2に示したモンテカルロシミュレーションの結果から考察することができる。モンテカルロシミュレーションにより設計波高 $H_D=12.4$ mにおける安全率 F の分布特性を表-10(2)に示す。式(13)の相互関係を使って支持力に関する限界波高 H_{cr} の分布を推定できる。表-10(3)に限界波高 H_{cr} の分布特性を示す。表-9のように、土質定数の変動係数 V が大きくなるにつれ、安全率 F の平均値 μ_F は徐々に小さくなり標準偏差 σ_F は徐々に

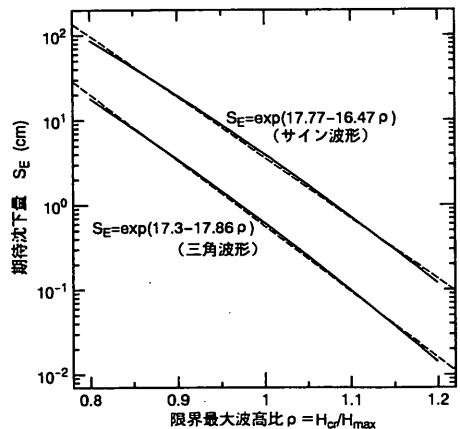


図-31 1回あたりの高波で発生する期待沈下量 S_E

表-10 安全率と支持力限界波高の分布特性

(1)土質定数の変動係数	(2) 安全率 F		(3) 限界波高 H_{cr} (m)	
	平均 μ_F	標準偏差 σ_F	平均 μ_{cr}	標準偏差 σ_{cr}
V=0.10	0.9995	0.0735	12.39	0.669
V=0.15	0.9893	0.0856	12.27	0.780
V=0.20	0.9720	0.1057	12.05	0.979

大きくなる。よって限界波高 H_{cr} の分布は安全率Fと全く同様に化する。

表-10(3)の結果より基礎地盤が持つ限界波高の確率分布は次式で表される。

$$p(H_{cr}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{cr}} \exp\left(-\frac{(H_{cr}-\mu_{cr})^2}{2\sigma_{cr}^2}\right) \quad (25)$$

一方、最大波高 H_{max} はFT-I分布に従うとすると、次のように表される¹³⁾。

$$p(H_{max}) = \frac{1}{A} \exp\left\{-\frac{(H_{max}-B)}{A} - \exp\left(-\frac{(H_{max}-B)}{A}\right)\right\} \quad (26)$$

ここにパラメータAは尺度母数、Bは位置母数と呼ばれる。A=1.0m、B=8.5mとすると、 $H_{max}=12.4m$ というときは、50年に一回クラスに相当する高波になる。

また、 H_{cr} と H_{max} は無関係な確率変数なので、次のように独立して積分演算ができる。

$$S = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} S_{\varepsilon}(H_{cr}/H_{max}) p(H_{cr}) p(H_{max}) dH_{cr} dH_{max} \\ = \int_0^{\infty} \exp\left\{a_0 - a_1\left(\mu_{cr}/H_{max} - a_1/2(\sigma_{cr}/H_{max})^2\right)\right\} p(H_{max}) dH_{max} \quad (27)$$

定数 a_0 、 a_1 は式(24)における係数である。ただし、式(27)によって得られる沈下量は1年あたりの期待量であって、たとえば耐用年数が \bar{L} 年の場合は、これに \bar{L} を乗じればよい。

式(27)に対して計算した結果は図-32に示す。図をみるとまず正弦波形と三角波形のどちらを仮定するかで変位量は大きく異なる。正弦波形のときの変位量は三角波形の場合の約5倍である。また、地盤定数のばらつきが大きくなるとともに変位量も大きくV=0.2ではV=0.1のときの2~3倍の変位量となる。耐用年数50年に対する期待変位量を求めると、次のようになった。

変動係数	0.10	0.15	0.20
三角波形	8cm	10cm	17cm
正弦波形	38cm	46cm	69cm

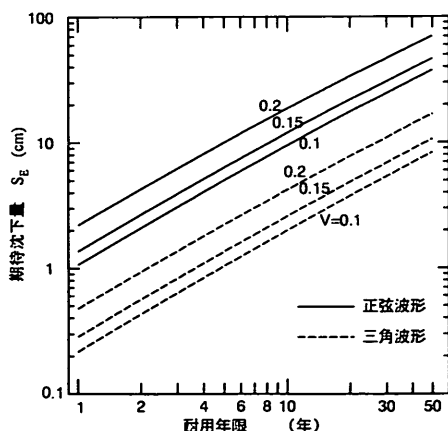


図-32 地盤土質定数と最大波高の確率特性を考慮したときの期待沈下量

このように、波圧時の荷重の特性を考慮して期待沈下量として評価するならば、安全率1.0、地盤定数の変動係数V=0.15、耐用年数50年としたときの支持力不足による沈下量は10cm (三角波形を仮定) ~50cm (正弦波形を仮定) である。高橋・下迫らの研究に基づいて試算された期待滑動量は安全率1.2の混成堤で7.4cmとされているが²⁰⁾、これは三角波形を用いて計算されている。今回の計算でも三角波形を仮定すると支持力不足による沈下量は8~17cmであり、滑動量とはほぼ同程度になった。したがって、安全率1.0以上を標準とする現行の支持力に関する基準は、ほぼ妥当であると考えられる。

ところで、本章で検討したテーマは近年急速に研究が進められつつあり今後に残された課題も多い。まず、正

弦波形と三角波形を別々にして期待沈下量を求めてきたが、現実のほとんど波形はこの両方の組合せからなっており、どのような組合せが妥当なのかはさらに研究する必要があると考えられる。また、波群内の波高分布はレーリー分布、最大波高はFT-I分布と仮定したが、正弦波形の場合にはともかくとして、碎波や衝撃波に伴う三角波形の場合にこれらの分布を準用してよいのかは疑問が残る。また、防波堤に作用する波高の分布は水深の影響を受けると考えられるが、ここではその影響を考慮していない。図-33は下迫らによって示されたある港の約9年間の波浪計測データである¹⁵⁾。水深23.4mと13.5mの2地点における波高の頻度分布は波高8~13mの区間で大きく異なっている。確率的に言えば支持力不足による破壊はこの波高区間で引き起こされるので、波高分布の正しい把握はきわめて重要である。また、期待沈下量は周期 T の2乗に比例することを指摘したが、以上の検討では T はすべて一定としている。もし下迫らが提案した式(15)を用いて周期を補正するならば、期待沈下量の値はさらに数分の1程度に小さくなるだろう。このように、今回求めた期待変位量の値は今後の研究の進展によって大きく変わってくる可能性がある。

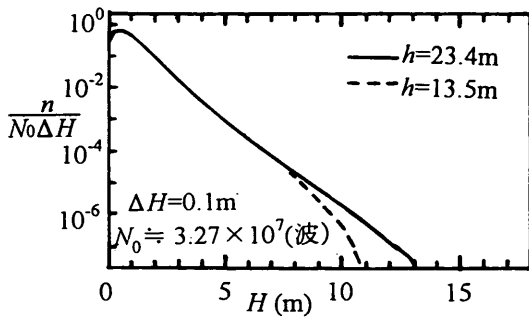


図-33 実測した波高分布のデータ例（下迫らによる）

6. 結論

軟弱地盤の多い沿岸域では、構造物の形状や地盤改良の範囲などが円弧すべり解析の安全率によって決まることが多い。本研究は地盤の不均一性を考慮した信頼性解析を行うことによって、初期建設費や破壊確率、破壊時のコストを計算し、期待総建設費を最小にするという観点から設計に用いるべき最適な安全率について検討したものである。主要な結論は以下のようにまとめられる。

- a) 港湾構造物などの円弧すべり解析の最適な安全率は、構造物の重要度、地盤の不均一性及び定数の信頼

度および施工条件によって変わる。重力式岸壁及び矢板式岸壁の場合、最適な安全率 F_{opt} は経験的に次式で表される。

$$F_{opt} = 1.05 + 0.85(1 + \log_{10} n)V$$

ここに n は当初の建設費に対する破壊時の費用の比として定義される被害額率であり $n=0.5\sim 10$ である。また、 V は地盤定数のばらつき（変動係数）で $0.1\sim 0.2$ の範囲にある。

- b) 被害額率や地盤定数のばらつきを考慮すると、設計に用いるべき安全率は構造物の重要度によって次のように異なった値を用いるべきである。

・地盤が均一で地盤定数の信頼度が高い場合

重要度の低い構造物 ($n < 1$) 1.15

一般の構造物 ($1 < n < 3$) 1.20

重要な構造物 ($n > 3$) 1.25

・地盤が不均一あるいは地盤定数の信頼度が低い場合

重要度の低い構造物 ($n < 1$) 1.20

一般の構造物 ($1 < n < 3$) 1.25

重要な構造物 ($n > 3$) 1.30

なお、ここでの重要度は被害額率、すなわち破壊時あるいは手戻り時のコストの大きさを意味しており、実際の構造物の被害額率の判定にあたっては経済的社会的な影響などを含めて検討する必要がある。

- c) 防波堤における堤体支持力に関する現行の技術基準の方法では、設計波による波圧が作用したときの支持力の安全率が1.0の場合には50~60%の破壊確率が計算される。しかし、波圧時の荷重の特性を考慮して期待沈下量として評価するならば、安全率1.0、地盤定数の変動係数 $V=0.15$ 、耐用年数50年としたときの支持力不足による沈下量は10cm（三角波形を仮定）~50cm（正弦波形を仮定）であり、現行の基準はほぼ妥当であるといえる。

あとがき

本研究の一部（第5章）は、「防波堤の新設計法に関するWG（ワーキンググループ）」のメンバーとして土性研究室が分担し実施したものである。

本研究の実施ととりまとめにあたっては土質部水上純一主任研究官の多大な協力を得ました。水工部波浪研究室の鈴木康正室長、河合弘泰研究官には、草稿を通読していただき有用なご指摘をいただきました。また、小林

正樹土質部長には論文全体の構成についてご指導賜りました。ここに記して深く感謝の意を表します。

(1995年11月30日受付)

参考文献

- 1) 日本港湾協会 (1989) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版 (上巻), 日本港湾協会
- 2) 松尾稔 (1984) : 地盤工学—信頼性設計の理念と実際—, 技報堂出版
- 3) 浅岡顕 (1977) : 統計的決定理論による盛土の信頼性設計と施工計画に関する研究, 京都大学学位請求論文
- 4) 土田孝, 湯怡新, 岸真裕 (1995) : 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率について, 第30回土質工学研究発表会講演集, pp.1747~1750
- 5) 日本港湾協会 (1992) : 運輸省港湾土木請負工事積算基準, 日本港湾協会
- 6) I. ガットマン, S. S. ウイルスク著, 石井恵一, 堀索夫訳 (1977) : 工学系のための統計概論, 培風館
- 7) 上部達生 (1986) : 重力式係船岸の地震被災量に関する研究, 港湾技研資料, No.548, p.152
- 8) 土質基礎工学ライブラリー (1985) : 土質基礎の信頼性設計, 土質工学会
- 9) 土田孝・水上純一・森好生・及川研 (1989) : 一軸試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, Vol.28, No.3, pp.141-204.
- 10) 半沢秀郎 (1995) : 土の一面せん断試験結果の実務への適用, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, pp.87~94, 土質工学会
- 11) 土田孝, 本屋敷雅茂, 松本一明 (1992) : 一軸圧縮強度と三軸CIU試験の強度の比較による不攪乱試料の品質評価, 平成4年度サンプリングシンポジウム発表論文集, pp.63~70, 土質工学会
- 12) 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二郎, 小谷拓 (1987) : 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港研報告, 第26巻, 第2号, pp.371~411
- 13) 合田良実 (1988) : 極値統計におけるプロットニング公式ならびに推定値の信頼区間に関する数値的検討, 港研報告, 第27巻, 第1号, pp.31~92
- 14) 合田良実 (1977) : 港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—, 鹿島出版会
- 15) 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, 土木工学会海岸工学論文集, Vol.41(2), pp.756~760
- 16) 高橋重雄, 下迫健一郎, 上部達生 (1994) : 衝撃碎波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動, 港研報告, 第33巻, 第2号, pp.59~86
- 17) 高山知司, 藤井久 (1991) : 信頼性設計による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討, 港研報告, 第30巻, 第4号, pp.35~64
- 18) 高山知司, 鈴木康正, 河合弘泰, 藤咲秀可 (1994) : 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, p.36,
- 19) Bromhead, E.N. (1986) : The Stability of Slopes, pp.149~153, Surrey University Press, Chapan and Hall, New York
- 20) 港研水工部波浪研究室資料 (1995)
- 21) 奥村樹郎 (1974) : 年度のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No.193, P.145

記号一覧

A	: 波高極値分布の尺度母数
B	: 波高極値分布の位置母数
c	: 地盤土質のせん断強度
c_u	: 地盤土質の非排水せん断強度
C_C	: 構造物の初期建設費用
C_F	: 構造物が被災したときの損失
C_T	: 期待総費用
F	: 波力
F	: (中央) 安全率
F_{opt}	: 最適な安全率
g	: 重力加速度
G^*	: 中央安全率 (松尾による)
H	: 波高
\bar{H}	: 波群の平均波高
$H_{1/2}$: 有義波高
H_{cr}	: 支持力に関する防波堤の限界波高
H_D	: 設計波高
H_{max}	: 最高波高
I	: 円弧すべり体断面の二次モーメント
K	: 限界波高比 ($K=H/H_o$)
L	: 高波の継続時間
\bar{L}	: 構造物の耐用年数
M	: 正味 (NET) のモーメント ($M=M_D-M_R$)
M_D	: 起動モーメント
M_R	: 抵抗モーメント
n	: 被災額率
N	: 土質調査の規模
N_o	: 高波の波数
P	: 確率密度の分布関数
P_F	: 破壊確率
$P_F (opt)$: 最適な破壊確率
q_u	: 一軸圧縮試験の強度
R	: 円弧すべり体断面の半径
S	: ケーソンの滑動量または沈下量
S_E	: ケーソン沈下量の期待値
t	: 時間
T	: 波の周期
V	: 確率分布変数の変動係数
V_{cu}	: 非排水強度の変動係数
V_ϕ	: $\tan \phi$ の変動係数
V_o	: 地盤土質定数の真の変動係数
V_m	: 土質調査・試験方法に伴う変動係数
V_n	: 調査規模の大きさを表す変動係数

W	: ケーソンの重量
W_i	: ケーソンの水中重量
x	: 波高比 ($x=H/\bar{H}$)
α_1, α_2	: 合田式の係数
α_i	: 衝撃波力計算の係数
δ_i	: 1波あたりの移動量
ϕ	: 土質の内部摩擦角
γ	: 単位体積重量
γ'	: 水中単位体積重量
γ_{sat}	: 飽和単位体積重量
$\Gamma(p, q)$: 不完全ガンマ関数
θ	: 地盤内のある土質定数を表す
θ	: 円弧すべり体の回転角
$\dot{\theta}$: 回転角の速度
$\ddot{\theta}$: 回転角の加速度
μ	: ケーソン底部とマウンド間の摩擦係数
μ	: 確率分布変数の平均値
μ_{cr}	: 支持力に関する限界波高 H_{cr} の平均値
μ_F	: 安全率 F の平均値
σ	: 確率分布変数の標準偏差
σ_{cr}	: 限界波高 H_{cr} の標準偏差
σ_F	: 安全率 F の標準偏差
τ_o	: 衝撃波力の働く時間
π	: 円周率