

港湾構造物における最適な円弧すべりの安全率

土田 孝¹・湯 怡新²

¹正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 (〒2390826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 (〒2390826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

地盤の不均一性を考慮したモンテカルロシミュレーションを行い、初期建設費や破壊確率、破壊時のコストを計算して、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。

港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率は、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こと示した。重力式岸壁及び矢板式岸壁の場合、最適な安全率 F_{opt} は被災率 n と地盤強度定数のばらつき指標 V によって、経験的に $F_{opt} = 1.05 + 0.85(1 + \log_{10} n)V$ で表される。

Key Words : harbour structures, reliability design, stability, optimum safety factor, total cost

1. はじめに

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場合が多いので、設計時の安全率をどのような値にするかは、建設コストに大きな影響を与える。現行の港湾の施設の技術上の基準では、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ある¹⁾。

他機関の基準をみても、安全率は既往の実績などに基づいて設定されているが、設定された値の合理的な根拠は必ずしも明らかでない。本研究は、海底地盤の非排水せん断強度の不均一性を考慮した信頼性解析を行うことによって、港湾構造物の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。

2. 安定問題における信頼性設計の考え方

斜面安定問題の信頼性設計手法を用いた解析は、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⁾。本研究で用いた手法は、松尾らの方法を港湾構造物に対して適用したものであり、その考え方をまとめると以下のようになる。

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。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_e とし、 θ_e が確率分布すると考えて、解析誤差 θ_e の分布を $\xi(\theta_e)$ と表すことにする。 θ_e の絶対値が 0 に近いほど解析手法の精度は高い。

次に、土質定数の不確実性を確率分布で表す。一般に地盤中の強度指標などはばらついており、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もと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、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）をもとに $\xi(\theta)$ を予測することしかできない。この地盤中の予測土質定数分布を $\xi(\theta|x)$ とする。

θ_e 、 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、 $P_F(\theta, \theta_e, a)$ と表され、次式で計算することができる。

$$P_F = \iint P_F(\theta, \theta_e, a) \xi(\theta|x) d\theta_e d\theta \quad (1)$$

松尾は、破壊事例から逆算した安全率分布に関する研究結果をもとに、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_e は、[-0.1, 0.1] の一様分布としてよいとした。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。

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 |

以上の仮定を用いると式(1)より破壊確率が計算できる。破壊確率が求められると、次に最適な破壊確率をどのように設定するかが問題となる。松尾は、道路盛土の設計を対象として、次のような関数 C_T を設定した。

$$C_T = C_C + P_F \cdot C_F \quad (2)$$

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

すなわち、初期建設費と破壊時のコストの期待値の和である 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。松尾が道路公団の実績値より計算した結果によると、道路盛土において最適な破壊確率 P_F は 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は、信頼性設計による最適な安全率とほぼ一致していると結論づけている。

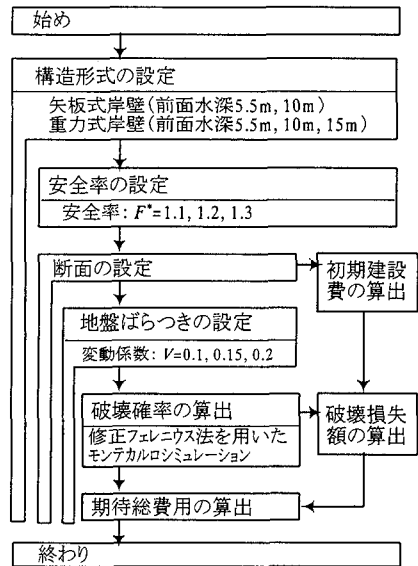


図-1 検討フロー

3. モンテカルロシミュレーションの手法⁴⁾

図-1 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。

(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、式(1)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。松尾らは式(1)を積分して P_F を計算したが、この方法では、安全率 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。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、モンテカルロシミュレーションは、積分法に比べ計算量が膨大となるという欠点があったが、最近のパソコンの性能向上によってこの問題は解決された。表-1 に破壊確率を計算する上での両者の比較を示した。

モンテカルロシミュレーションの手法を図-2 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

$x_i (i=1, 2, \dots, n)$ 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割合である。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て作成する。同じ分布系から生じる N 個の確率変数を作成し、それぞれについて安定解析を行って破壊する（安全率が 1 未満になる）ケースの個数 N' を求めた。総数 N との比 N'/N が破壊確率 P_F である。なお、シミュレーションの回数を $N=1000, 10000, 100000$ 回と変えて計算したところ、同様な破壊確率分布となった。したがって、同一条件での組み合わせの回数は 1000 回で十分であると判断した。

破壊確率の算出にあたって、確率変数としたものは次の通りである。

a) 地盤の非排水強度

本研究では、平均値が深度とともに直線的に増加し、各深度で変動係数を一定とするモデルを用いた。

b) 内部摩擦角 ϕ

$\tan\phi$ の平均値が一定で変動係数も一定の正規分布とした。

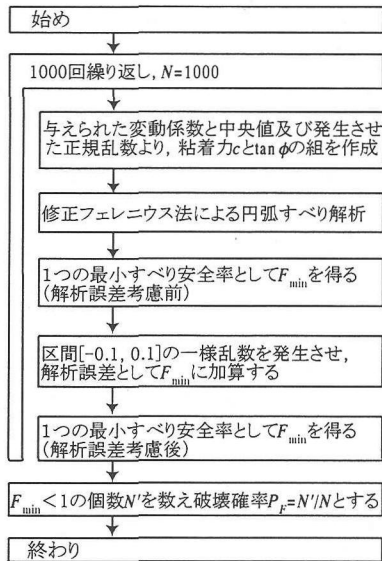


図-2 モンテカルロシミュレーションの方法

c) 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を用い、解析誤差は松尾らと同様に、区間[-0.1, 0.1]の一樣分布とした。

以上の解析条件は、港湾地域の地盤を対象とする上で代表的なものである。

(2) 検討ケース

典型的な港湾構造物として重力式岸壁と矢板式岸壁を対象とした。図-3に2つの構造形式の基本断面を示す。矢板式岸壁ではすべり円弧は矢板の下端以深を通過するものとする。

矢板式岸壁は控え直杭式で、前面水深は-5.5m及び-10.0mの2ケース、重力式岸壁はケーソン式で、前面水深は-5.5m、-10.0m及び-15.0mの3ケースとした。

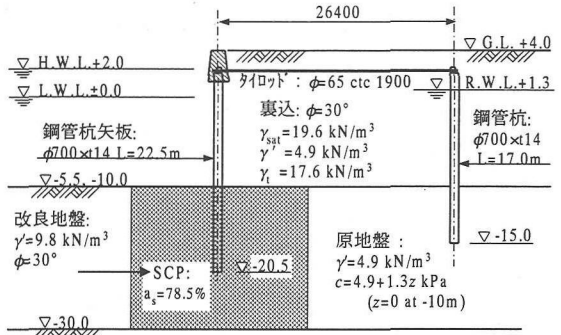
地盤の強度定数の平均値を使ったときの安全率 F を従来の安全率 F^* とし、それぞれの構造形式ごとに $F^*=1.10, 1.20, 1.30$ となるように断面を決定した。

解析のための条件は次の通りである。

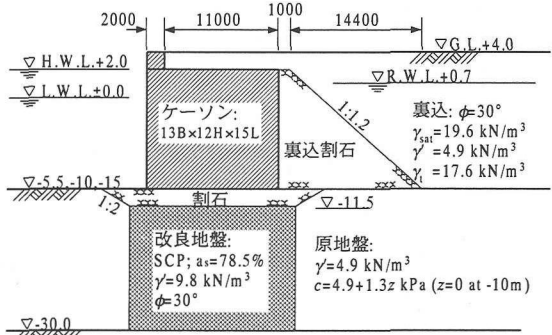
- ・ 水位: H.W.L.=2.0m, L.W.L.=0.0m
 - ・ 波浪条件: 波圧を考慮しない。
 - ・ 軟弱地盤の層厚: 15m, 20m, 24.5m
 - ・ 改良地盤: 砂置換率78.5%のサンドコンパクション。
 - ・ 震度: 水平震度0.15を考慮して断面設計を行う。
- ただし、地震時のすべり破壊については検討しない。
- ・ 上載荷重: 19.6 kPa (常時)

または: 9.8 kPa (地震時)

このようにして決定された断面についてモンテカルロシミュレーションを行い、 P_f を算定した。



(a) 矢板式護岸の断面



(b) 重力式岸壁の断面

図-3 検討した矢板式と重力式岸壁の断面図

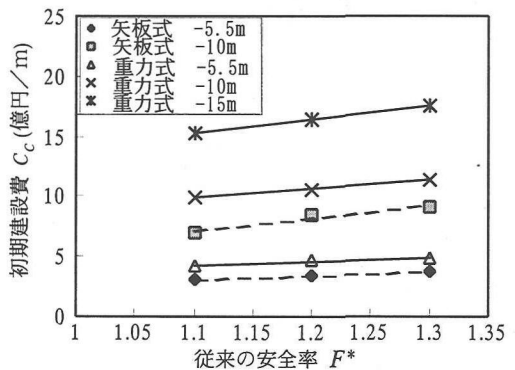


図-4 安全率と初期建設費の関係

土質定数の変動係数は0.10, 0.15, 0.20の3ケースとした。鉛直方向には2.0~2.5mごとに1つの独立した土層と考え、モンテカルロシミュレーションでは、これらの土層を単位として発生させた乱数により土質定数を割り当てた。

(3) 初期建設費

図-4は各構造断面を採用した場合の初期建設費と安全率の関係である。現在用いられている積算基準⁹⁾に基づき、各基本断面ごとに初期建設費の積算を行っ

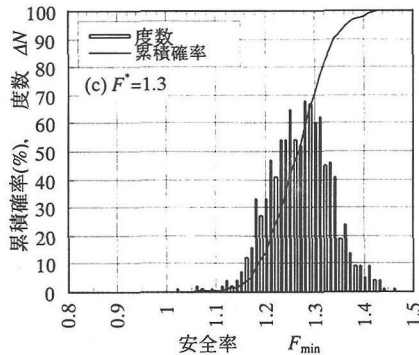
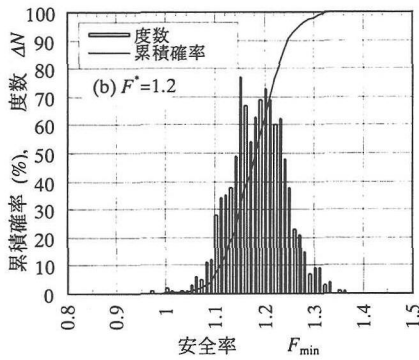
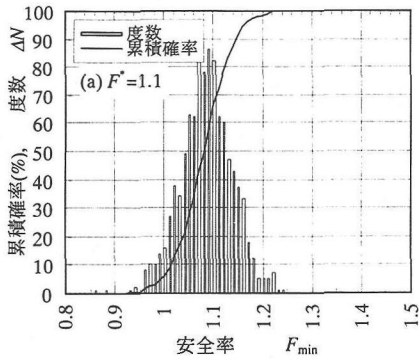


図-5 モンテカルロシミュレーションにより得られた安全率分布(重力式-10m)

たもので、直接工事費のみを対象としている。以降、建設費とは直接建設費のことを意味する。

図のように、設計時に安全率を大きくするにつれ地盤改良の費用が増加するため、建設費は増加する。建設費増加の割合は設計条件によって異なるが、それぞれ直線で近似できる。

(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最小安全率 F_{min} の分布の例(土質定数の変動係数 $V=0.15$ の場合)を図-5に示す。図のように、最小安全率は正規分布と見なすことができ、その平均値 μ_F は従来の安

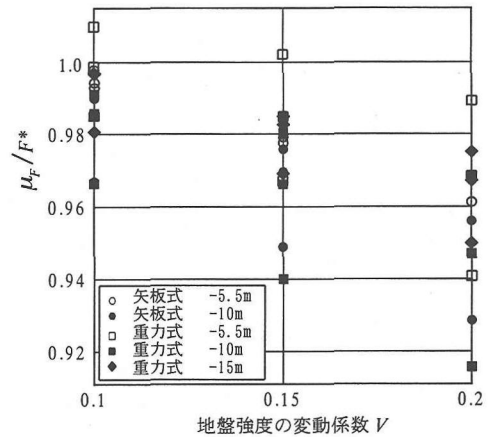


図-6 地盤強度のばらつきによる安全率の低下

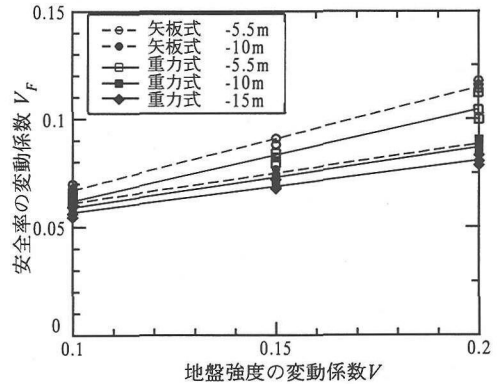


図-7 安全率の変動係数と地盤強度の変動係数

全率 F^* よりも小さい。

最小安全率の平均値 μ_F と、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従来の安全率 F^* との比 μ_F/F^* と変動係数 V の関係を図-6に示した。構造形式、前面水深、中央安全率の値などによりかなりのばらつきがあるが、 μ_F/F^* は V 値の増大につれ小さくな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、 μ_F は常に F^* 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小安全率を求めることができることがモンテカルロシミュレーションの利点である。

図-7は安全率の変動係数 V_F と土質定数の変動係数 V の関係である。土質定数の変動係数が大きいほど、安

表-2 岸壁の破壊確率 P_F の解析結果 (%)

| 検討断面 | 前面水深 | 従来安全率 F^* | 地盤定数の変動係数 | | |
|------|--------|-------------|-----------|----------|---------|
| | | | $V=0.1$ | $V=0.15$ | $V=0.2$ |
| 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 |

全率の変動係数も大きくなる。また、前面水深が小さいほど安全率の変動係数は大きく、前面水深が同一の場合は、重力式よりも矢板式のほうが大きい。

モンテカルロシミュレーションより算出した破壊確率 $P_F(F < 1)$ を表-2 に示す。表-2 の結果より、次のことがいえる：

- a) P_F は総じて重力式よりも矢板式のほうが大きい。
- b) P_F は安全率 F の増加とともに急激に（ほぼ指数関数的に）小さくなる。
- c) 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 と従来の安全率 F^* の関係に関してフィッティングを行った。安全率が正規分布すると仮定し、 $P_F(F < 1)$ は次式によって計算した⁶⁾：

$$P_F = \int_{-\infty}^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_F} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F-\mu_F}{\sigma_F}\right)^2\right] dF \quad (3)$$

ここに、 μ_F 、 σ_F は安全率の平均値と標準偏差である。

ここで、 $t=1-(F-\mu_F)$ として式(3)に対して、 $dF=-dt$ ； $F \rightarrow -\infty$ のときは $t \rightarrow \infty$ ； $F=1$ のときは $t=\mu_F$ の変換を施すならば次式が得られる。

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

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安全率の平均値 μ_F に関する累積確率密度関数 $\Phi(=1-\phi)$ で表すことができる。本来なら、式(4)に示すように安全率の平均値 μ_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、以降、従来の安全率 F^* で代用することとした。以下に F^* を通常安全率 F とよぶ。

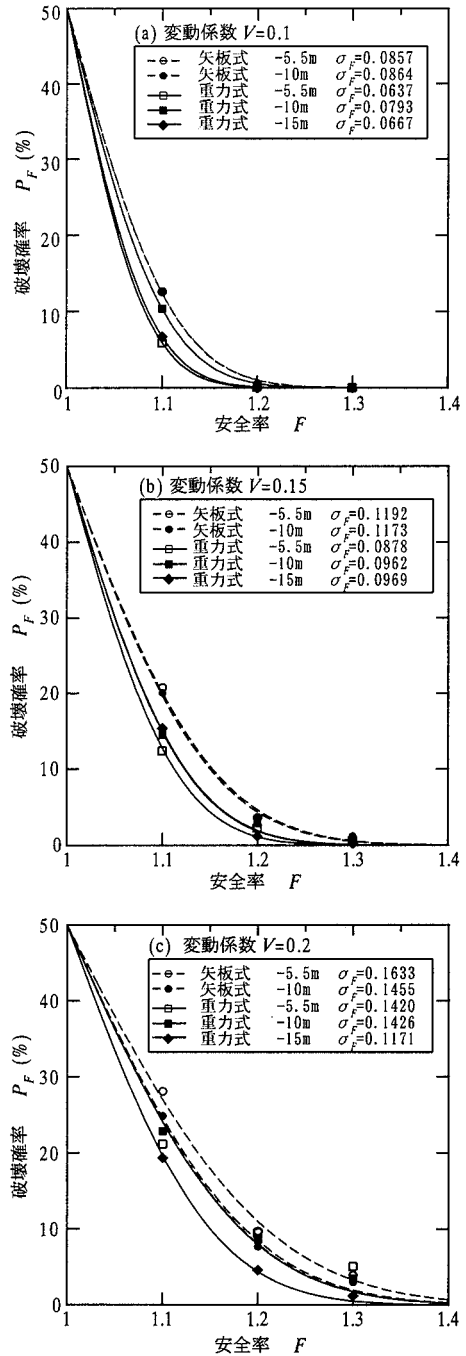


図-8 破壊確率と安全率の関係のフィッティング

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安全率の関係をフィッティングしたものを図-8(a), (b), (c) に示す。図-8 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

(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（直接工事費） 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)節で述べており、安全率を大きくすればするほど建設コストが大きくかかることが図-4に示されている。この関係を直線近似すると：

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

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。

- a) 破壊した構造物の撤去費
- b) 構造物の再構築費
- c) 間接的な被害（港湾施設の直接被害によってもたらされる港湾荷役会社、運送会社、工場等の経済的被害や社会的被害）
- d) 補償費
- e) 周辺の構造物等が破壊し、それを復旧するために必要となる費用

このように、破壊損失費は破壊の程度、地域的条件、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 C_F と初期建設費 C_C 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にした。

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

なお、被災額率は安全率の大きさにかかわらず一定値として取り扱った（すなわち、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 の大きさを影響しないものとする）。

式(4)、(5)、(6)を式(2)に代入すると、次式のような安全率 F に関する期待総費用 C_T の関数が得られる。

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

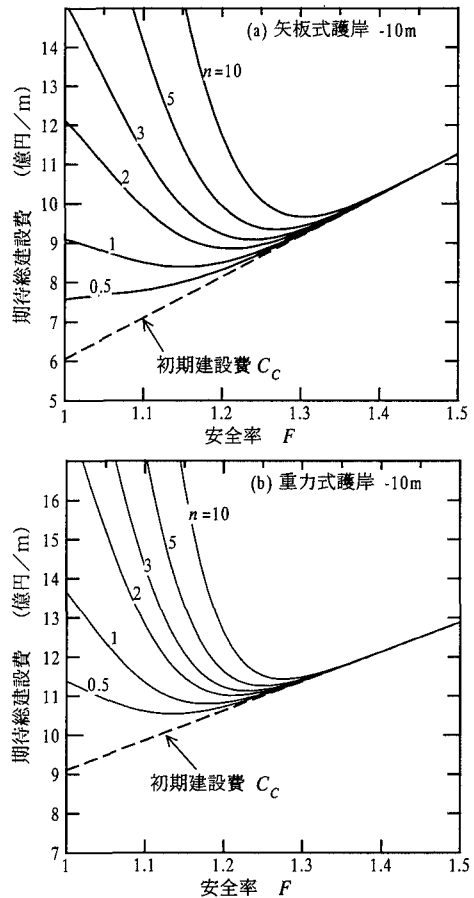


図-9 期待総建設費と安全率の関係

土質定数の変動係数を $V=0.15$ とし、 $n=0.5, 1, 2, 3, 5, 10$ の場合の重力式岸壁と矢板式岸壁（ともに前面水深 -10m）における期待総費用 C_T と安全率 F の関係を図-9に示す。なお、 σ_F は図-8のフィッティング値を用いた。図-9の $C_T \sim F$ 曲線から C_T が最小となる時の最適な安全率 F_{opt} を求めることができる。この図からわかるように、 n 値の増加とともに F_{opt} は大きくなる。図-9(b)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が図-10である。この図より n 値が大きいくほど、すなわち構造物の重要度が高いほど、最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ が小さくなることが読みとれる。

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-9に示す関係から求めた。図-11(a), (b), (c)に $V=0.10, 0.15, 20$ 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。

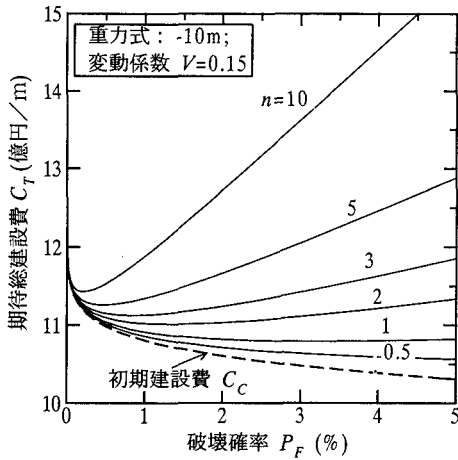


図-10 破壊確率と期待総建設費の関係

土質定数の変動係数の影響をさらに調べる目的として、図-11 に示した断面の F_{opt} の平均値を図-12 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} が大きくなるのが分かる。そこで、 F_{opt} を n と V の関数と考え、次の式が提案できる。

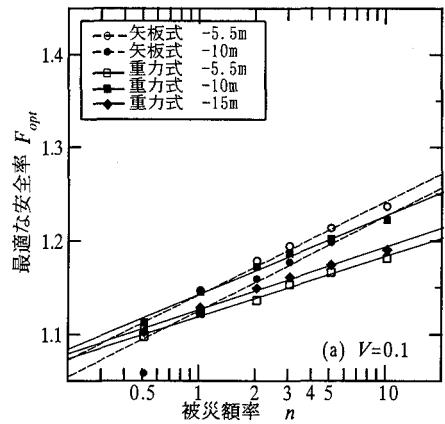
$$F_{opt} = 1.05 + 0.85(1 + \log_{10} n)V \quad (8)$$

$C_T \sim F$ 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-13 のようになり、ほぼ ± 0.05 の範囲に入っている。したがって、被災額率 n と土質定数の変動係数 V が得られれば、式(8)より F_{opt} を簡単に求めることができる。

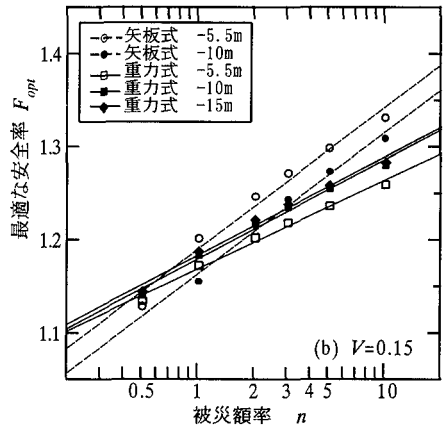
経験式(8)を少し考察してみる。 $n=0.1$ または $V=0$ のときは、 $F_{opt}=1.05$ となる。すなわち、構造物が破壊してもその損失が小さい場合、もしくは土質定数が確率変数でなく確定値であるような場合は、円弧すべりの安全率を 1 よりわずかに大きい数値にとどめたほうが有利である。被災額率 $n=3$ と仮定して、 $V=0.10, 0.15, 20$ を式(8)に入れて計算してみると、最適な安全率は $F_{opt}=1.18, 1.24, 1.30$ となる。このような数値は実務経験的によく用いられている 1.3 や 1.2 と一致するもので、現行に使われている安全率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-10 のような曲線から読みとるか、最適な安全率 F_{opt} が分かれば式(4)より求めることができる。図-14 に各基本断面における最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ を示した。最適な破壊確率は、被災額率 n が大きくなるに従って小さくなり、土質定数の変動係数 V が大きいほど大きくなる。

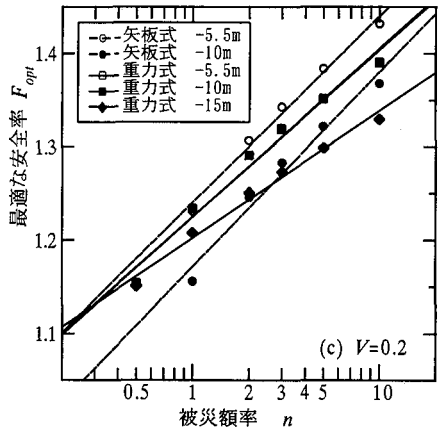
一つ興味深いことは、最適な破壊確率は重力式岸壁よりも矢板式岸壁のほうが全般的に大きいことである。



(a) $V=0.1$



(b) $V=0.15$



(c) $V=0.2$

図-11 最適な安全率 F_{opt} と被災額率 n の関係

これは、矢板式岸壁は建設コストが重力式岸壁に比べ安いと認められる。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が、矢板式岸壁では土圧によって断面が決まる場合も多いことに注意する必要がある。ここで検討対象とした5ケースの最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ の結果を図-15 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

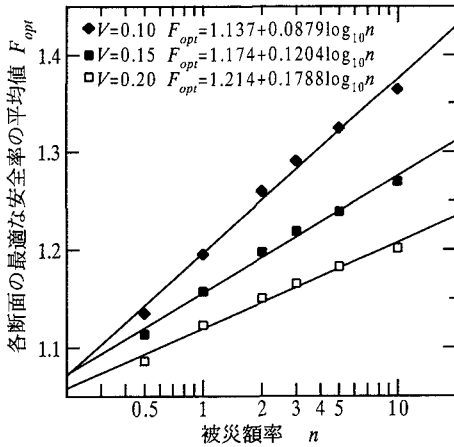


図-12 各断面で平均した $F_{opt} \sim \log n$ 関係

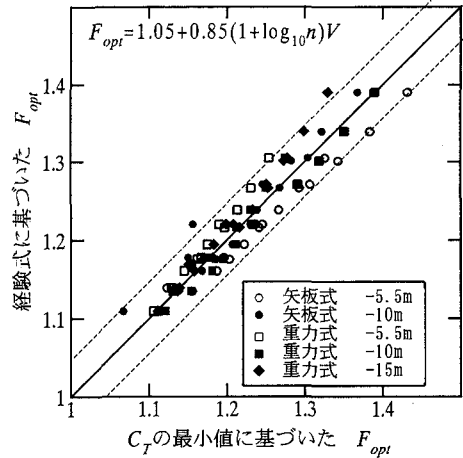


図-13 $C_T \sim F$ 曲線と経験式とから求めた F_{opt} の比較

表-3 被災と対策イメージについてのヒアリング結果

| 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 ・護岸背面の荷重を軽減 |
| | 2.0 程度 | ・破壊した ・地盤改良部を通るすべりが発生 | |
| 重力岸壁 | 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 | | ・地盤改良追加なし ・護岸背面の荷重を軽減 ・ケーソンの据直し必要なし |
| | 2.0 程度 | ・破壊した ・地盤改良部を通るすべりが発生 | ・ケーソン据直しまたは再製作 |

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。

(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 を正確に評価することが重要である。

被災額率 n 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、被災の程度と被災額率の関係を求めている。それらを見ると、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の範囲にあった(直接工事費をベースとする)。また、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10人に、被災額率の大きさのイメージについての

ヒアリングを行った。表-3にヒアリングの結果を示すが、軽微な変形であれば被災額率は $n=0.5$ 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程度になる。ただ、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、復旧完了までに生じる経済的な損失や関係者への迷惑などの間接的被害を考慮すると、被災額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、破壊に至る前の管理値以上の沈下や計測が生じた段階で何らかの対策を講じながら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を $n=0.5$ 程度に抑えることが可能であると考えられる。しかし、間接的な費用のほうが大きくなる可能性がある。具体的に被災額率を設定するには、経済・社会的な影響も含めて検討すべきであるが、通常 n が3を上回ることはないと考えられる。

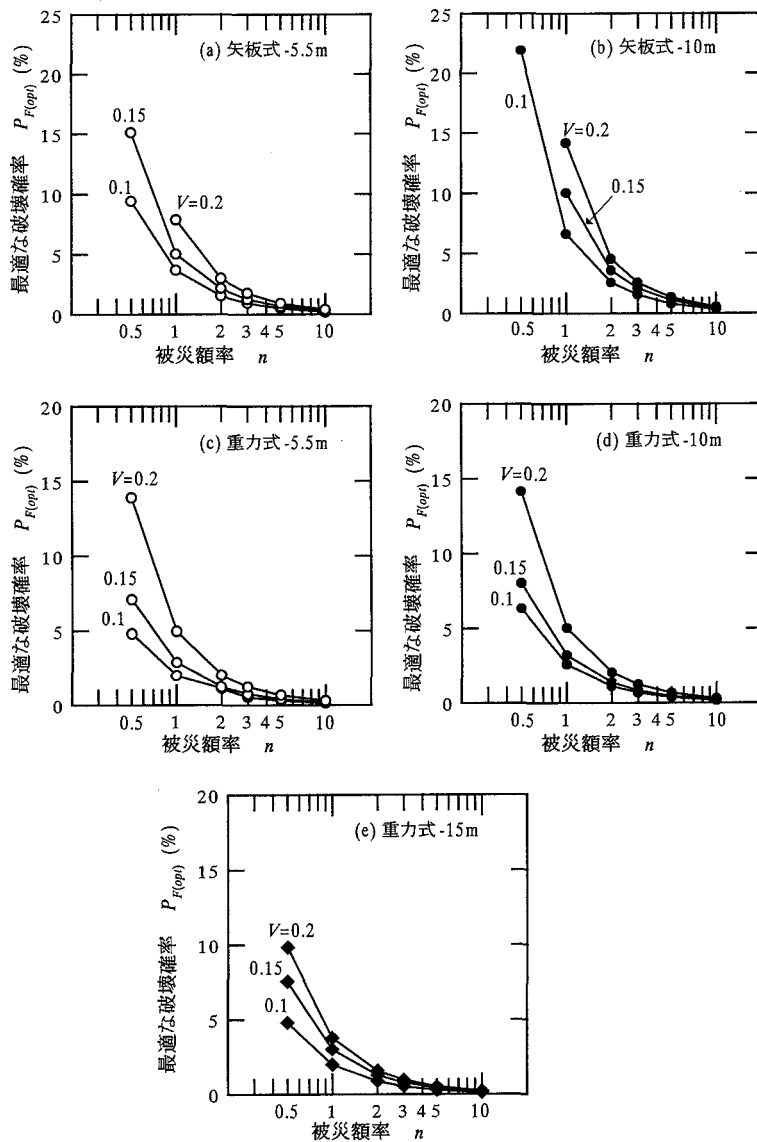


図-14 最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ と被災率 n の関係

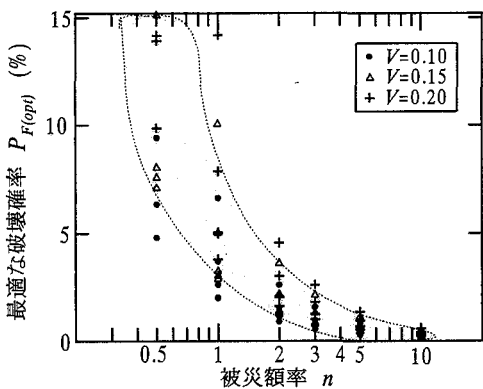


図-15 全体の最適な破壊確率 $P_{F(opt)}$ のまとめ

(3) 土質定数の変動係数

土質定数の変動係数 V には、地盤土質自身が有する不確定要素のほか、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るなどにより、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が V_0 で表されるとする。ある調査地点において N 個の土質調査・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、推定に伴う誤差は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

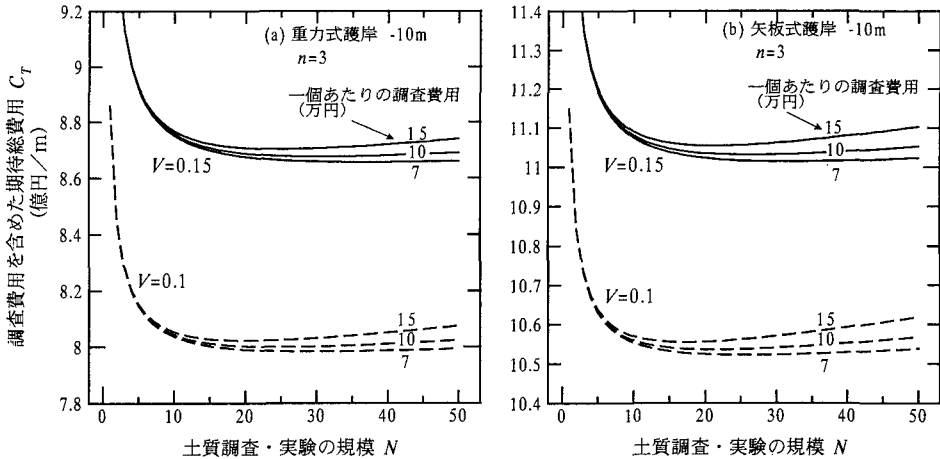


図-16 土質調査費用を考慮した場合の期待総費用と調査規模の関係

力学試験などの過程で試料に加えられる乱れによって生ずるばらつきを V_m で表す。

実際に測定される非排水強度の変動係数 V_c 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³⁾。

$$V_c^2 = V_0^2 + V_m^2(1 + V_0^2) + V_N^2 \quad (9)$$

本研究では、 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分布として考えた。 c_u が深度とともに増加する場合は、 N 個の標本でその分布を表すと、その影響は次式で評価できる⁶⁾：

$$V_N = \frac{\sqrt{2}V_0}{\sqrt{N}} \quad (10)$$

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。浅岡³⁾によると、最適な土質調査規模は $N=20\sim30$ 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とされている。

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-16 被災額率 $n=3$ で $V=0.10$ と $V=0.15$ と想定した場合の、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。図中の調査単価は日本国内における粘土土料（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：不攪乱試料の採取と一軸圧縮試験3個

（単価7万円）

B法：不攪乱試料の採取と一軸圧縮試験3個、

および三軸CU試験1個（単価10万円）

C法：不攪乱試料の採取と三軸CU試験3個

（単価15万円）

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替わりにすべて三軸試験を用いた場合のコストがC法である。

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-16のように調査単価が小さい方が総費用は小さい。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⁹⁾。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。一軸圧縮強度は乱れの影響を受けやすいが、平均的には乱れによる強度低下が強度異方性や急速載荷など、強度を過大に評価する要因と相殺していると解釈されている。一軸圧縮強度による変動係数 V は、港湾地域では $0.15\sim0.25$ 、陸上工事では $0.25\sim0.30$ である¹⁰⁾。

近年、土田ら¹¹⁾や半沢¹²⁾は、再圧縮法(Recompression)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。再圧縮法とは、採取した土試料を原位置の有効応力でいったん圧密した後、せん断強度を求めるものであり、その実用的方法

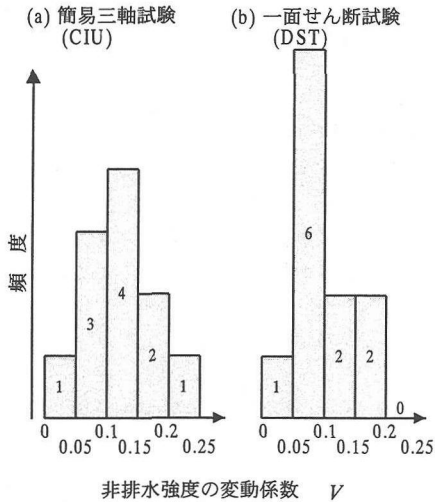


図-17 簡易三軸試験と一面せん断試験によるせん断強度の変動係数の分布

として、土田らは標準的な三軸 CIU 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一面せん断試験から得られた強度¹¹⁾をもとに、工学的に均一と見な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-17 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 範囲にある。なお、変動係数 0.20 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、通常海成粘土地盤では変動係数を平均して 0.10~0.15 と見積もって差し支えないと思われる。

一軸圧縮試験法自体に起因する変動係数を $V_m=0.15$ とし、乱れの影響がほぼ除去されていると考えられる再圧縮法自体の変動係数を $V_m=0.05$ とし、測定値として得られる非排水強度の変動係数を式(8)より計算すると、表-4 に示すような値となった（標本数 $N=30$ の場合）。

表より、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。例えば、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 0.18~0.22 に増大する。これに対し、再圧縮法は地盤固有の変動係数を 0.015 程度増加させるにすぎない。したがって、一軸圧縮強度と再圧縮法の強度における

表-4 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 |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| 再圧縮法: $V_m=0.05$ | 0.072 | 0.115 | 0.163 | 0.213 |
| 一軸圧縮法: $V_m=0.15$ | 0.159 | 0.183 | 0.217 | 0.257 |

変動係数の違いは、それぞれの試験において試料の乱れの影響をどの程度含むかに原因すると考えられる。

図-16 における V は地盤定数本来のばらつきだけでなく、地盤定数の試験法に原因するばらつきも含んでいる。たとえば、地盤定数本来のばらつきが $V_0=0.10$ である地盤において、現行の q_u 法 (A法) で強度を求めた場合には $V=0.15$ となり、再圧縮法 (C法) で強度を求めた場合は不確実性が除去されて $V=0.10$ のままであると考えると、 $V=0.10$ 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% 小さい。調査単価の高い C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。この傾向は試験の単価が大きくなっても変わらない。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が有効である。

(4) 安全率の選択について

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であると考えられる。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 ($V=0.10$ 程度)

| | |
|-------------------------------|------|
| 観測施工・対応可 ($n \leq 0.5$) | 1.10 |
| 重要度低い ($0.5 < n \leq 1.0$) | 1.15 |
| 一般の構造物 ($1.0 < n \leq 3.0$) | 1.20 |
| 重要な構造物 ($n > 3.0$) | 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 ($n \leq 0.5$) | 1.15 |
| 重要度低い ($0.5 < n \leq 1.0$) | 1.20 |
| 一般の構造物 ($1.0 < n \leq 3.0$) | 1.25 |
| 重要な構造物 ($n > 3.0$) | 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 ($n \leq 0.5$) | 1.20 |
| 重要度低い ($0.5 < n \leq 1.0$) | 1.25 |
| 一般の構造物 ($1.0 < n \leq 3.0$) | 1.30 |
| 重要な構造物 ($n > 3.0$) | 1.35 |

ここで「観測施工・対応可」というのは、例えば、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。

なお、構造物の重要度の判定は被災額率の評価によって行われるが、これには経済・社会的な影響なども含めて検討する必要がある。また、本文で述べた建設費用は直接工事費に限定しているが、10~30%ぐらいの間接工事費を加えた場合、最適な安全率 F_{opt} は微妙に大きくなることが推定される。

5. 結論

軟弱地盤の多い沿岸域において、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場合が多い。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。

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

式中、 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災額率であり、 V は地盤定数のばらつきを表す土質強度の変動係数である。

- b) 構造物の重要度（被災額率 n の大きさ）や地盤の強度定数のばらつきを考慮すると、港湾構造物の設計

に用いる合理的な安全率を示した。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：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、1989.
- 2) 松尾 稔：地盤工学 — 信頼性設計の理念と実際一、技報堂出版、1984.
- 3) 浅岡 顕：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、1977.
- 4) 土田 孝、湯 怡新、岸 真裕：港湾構造物の円形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、1995.
- 5) 日本港湾協会：運輸省港湾土木請負工事積算基準、日本港湾協会、1992.
- 6) I. ガットマン、S. S. ウィルスク著、石井恵一、堀素夫訳：工学系のための統計概論、培風館、1977.
- 7) 上部達生：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、1986.
- 8) 土田 孝、本屋敷雅茂、松本一明：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、1992.
- 9) 奥村樹郎：粘土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、1974.
- 10) 土質基礎工学ライブラリー：土質基礎の信頼性設計、土質工学会、1985.
- 11) 土田 孝、水上純一、森好生、及川研：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、1989.
- 12) 半沢秀郎：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、1995.

(1997.10.1 受付)

THE OPTIMUM SAFETY FACTOR FOR STABILITY ANALYSES OF HARBOUR STRUCTURES

Takashi TSUCHIDA and Yi Xin TANG

Monte Carlo simulation was performed with respect to the uncertainty of soil parameters for harbour structures. Based on the concept of minimum total cost, including failure loss, the optimum safety factor was investigated for sheet pile and gravity quaywalls when circular arc slip method was used in the stability analyses.

The author showed an empirical relation to determine the optimum safety factor as given by: $F_{opt} = 0.85(1 + \log_{10} n) V$. Here, n and V were used to describe the importance of structures and variance of soil parameters, which were discussed from the viewpoints of damage degree and the state of the art of soil survey and test techniques.