

1. はじめに

土木構造物の性能設計に関する取り組みが本格化しつつある(土木・建築にかかる設計の基本, 2002). 性能設計の体系においては, 構造物に要求される性能を明確に規定し, 性能が満足されることを合理的な方法で照査する必要がある. その際の手法として, ISO2394 (構造物の信頼性に関する一般原則) の付属書にも位置付けられたレベル 1 信頼性設計法の採用が今後進むものと考えられる.

本研究では港湾構造物の中でも主要な施設である岸壁と防波堤を対象とする. 岸壁の設計においては, 大別すると地震動作用時と地震動の作用のない条件(以下, 常時と呼ぶ)のそれぞれについて安全性照査が行われる. このうち本研究では常時状態での照査を対象とする. なお, 地震時と常時の両方の条件で安全性照査を行う理由は, 設計地震動は設計供用期間中に必ず作用するわけではない(例えば, 再現期間 75 年の地震動の設計供用期間 50 年中に作用する確率は 50%程度である)ため, 現行設計法では地震動作用時の安全率を常時よりも低く設定しているためである. 従って, 信頼性設計法の導入に際しても, 目標信頼性水準および部分係数は常時と地震時で異なる値を設定することが適切であると考えられる.

防波堤の設計では, 通常, 波浪作用時と波浪の作用の影響がない条件(以下, 常時と呼ぶ)で照査が行われる. 波浪作用時には, 直立部の滑動・転倒, 基礎の支持力に関する安定性などが照査されるが, 常時の条件では基礎地盤のすべりが照査される. 岸壁の場合と異なり, 常時と異常時の照査内容が異なる. 一方, 設計波高が小さいため, 耐波安定性からは大きな堤体重量を必要としない場合や津波防波堤の場合には, 地震時の滑動・転倒に対する安定性についても照査する必要がある. このうち本研究で対象とするのは常時の基礎地盤のすべりである.

信頼性設計法の適用においては, 目標信頼性水準をどのように定めるかが重要な課題のひとつである. その際の実用的な方法として, 従来の設計法における平均的な信頼性水準に一致させる方法がある(星谷・石井, 1986)が, 本研究で対象とする港湾構造物の設計法(港湾基準, 1999)が有している信頼性水準の妥当性について, これまで定量的な検証が十分に行われてきたとは必ずしもいえない.

本研究では, 信頼性水準の設定方法として, 岸壁および防波堤の常時の設計について, 初期建設費に破壊可能性と破壊時の費用を乗じた値を加えた費用により定義される期待総費用を考慮し, 期待総費用が最小となる信頼

性水準を目標水準とした検討を行う. ここで, 長尾・森屋(2004)は, 防波堤および岸壁について, それぞれ波浪および地震動作用時の最適な信頼性水準について検討した結果, 期待総費用最小化に基づき設定した目標信頼性水準は被災時の費用と初期建設費用の比に依存することを示した. ただし, 被災時費用としては復旧費用に加えて経済損失を考慮すべきであるものの, その考慮方法は示すには至っていない. そこで本研究では, 経済損失を考慮した破壊時費用を考慮した期待総費用の検討を行った. 岸壁の場合, 社会経済費用としては破壊に伴って生じる陸上・海上輸送における迂回に伴う経済損失(輸送費用・輸送時間), 代替輸送による費用の増加を取り上げればよいと考えられるため, これをモデル化することにより, より精緻な破壊時費用の算定を試みた. また防波堤についても破壊時には港内を静穏に保つことができず, 港内バースでの船舶の安全な接岸や安全な荷役が阻害されると考え, 岸壁と同じように破壊時費用を考慮した. なお, 構造物の建設費用と経済損失は費用の負担者が異なるが, 公共構造物として, 国民全体の費用として異なる負担者の費用を総計することには問題ないと考えられる(港湾投資評価のガイドライン, 1999).

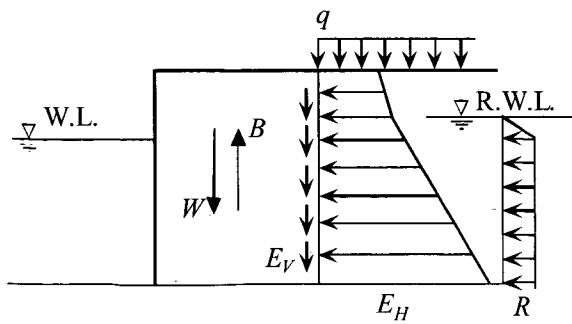
検討は係留施設の主要な構造形式であるケーソン式岸壁, 矢板式岸壁, 直杭式横棧橋と防波堤の主要な構造形式であるケーソン式混成堤, 消波ブロック被覆堤を対象とし, 経済損失を考慮した期待総費用最小化に基づく目標信頼性水準の検討とあわせてレベル1信頼性設計法に用いる部分係数の検討を行った. 部分係数の検討においては, 目標信頼性指標と感度係数から得られる部分係数を基本として, 現行設計法との比較結果も考慮した上で部分係数を提示した.

2. 期待総費用の算出方法

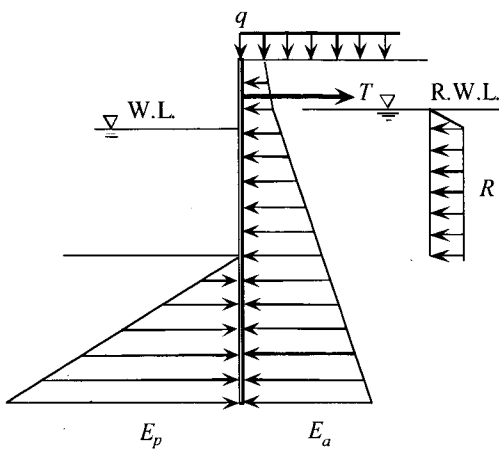
2.1 破壊確率の算出方法

図-1 に, 本研究で対象とする構造物の形式毎の荷重作用条件を示す. 図中の記号は以下の通りである. W : 壁体重量, B : 浮力, E_H : 水平主働土圧, E_V : 鉛直主働土圧, R : 残留水圧, q : ケーソン式および矢板式岸壁の場合: 上載荷重, 防波堤の場合: ケーソンの有効重量をケーソン幅で除して得られる分布荷重, $W.L.$: 前面水位, $R.W.L.$: 残留水位, T : タイロッド張力, E_a : 主働土圧, E_p : 受働土圧, P_H : 船舶接岸力, w : 死荷重である.

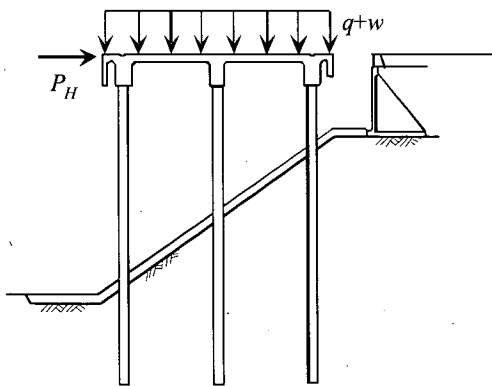
ケーソン式および矢板式岸壁では土圧および残留水圧の作用が支配的な作用であるが, 棧橋は背後の土留め部と分離した構造であるため土圧の作用は受けず, 船舶接



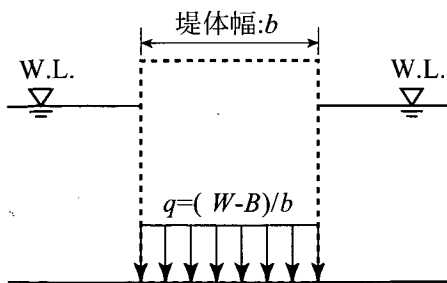
(a)ケーソン式岸壁



(b)矢板式岸壁



(c)直杭式横棧橋



(d)防波堤

図-1 荷重作用条件

岸力が支配的な作用となる。ケーソン式および矢板式岸壁では船舶接岸時は土圧が接岸力に抵抗する方向に作用するため支配的な要因とならず、安全性照査は省略される。防波堤では分布荷重として扱うケーソンの有効重量が支配的な作用となる。

考慮する破壊モードは表-1に示すとおりである。破壊確率算定に用いる性能関数および荷重算出方法は現行設計法に準じる。直杭式横棧橋は複数の杭より構成されるが、ここでは曲げ圧縮破壊、先端支持力破壊のそれぞれについて最も安全性が低くなる杭に着目した検討を行う。岸壁の検討断面は設計水深として各構造形式について-7.5m、-11.0m、-14.0mとした。直杭式横棧橋における対象船舶は上述設計水深の順に標準的な5000DWT、18000DWT、55000DWTとした。ここに、DWTとは載荷重量トン数(Dead Weight Tonnage)である。また、潮位差、上載荷重の特性値についても一般的な値を用いることとし、潮位差1.0m、上載荷重20kN/m²とした。ケーソン式および矢板式岸壁については、前面潮位が朔望平均干潮面(L.W.L.)の際が背面より作用する残留水圧が最も大きくなり、破壊確率が最も高くなることから、これら岸壁の常時の破壊確率としては前面潮位がL.W.L.の際の条件付の破壊確率とする。なお、用いる鋼材は鋼矢板についてはSY390、鋼管矢板はSKY490、鋼管杭はSKK490とした。また、矢板式岸壁のタイロッド材は高張力鋼740とした。

防波堤については、全国の既設断面をもとに、円弧すべり解析の現行設計法における許容安全率1.3の状態を防波堤の堤体幅を変えずに重量を変化させることで検索し、信頼性水準を検討した(尾崎・長尾, 2004)。その結果として、現行設計法の安全率1.3の信頼性水準は、破壊確率が極めて小さく非常に安全側に設定されていると推測される。ここで、現行設計法の信頼性水準の妥当性は定量的な検討が十分にされているとは言えないため、これに基づいて目標水準を設定することは、地盤改良などを実施する場合、過度に安全側の改良を要求する可能

表-1 考慮する破壊モード

ケーソン式岸壁	滑動破壊, 転倒破壊, 基礎の支持力破壊, 円弧すべり破壊
矢板式岸壁	矢板壁曲げ破壊, タイロッド破断, 円弧すべり破壊
直杭式横棧橋	杭曲げ圧縮破壊, 先端支持力破壊
ケーソン式混成堤・消波ブロック被覆堤	円弧すべり破壊

性がある。防波堤については円弧すべりモードのみの検討であり、検討に際して、基礎地盤が砂質土層、粘性土層の両方を含む既設断面のうち、マウンド肩幅の広いもの、置換砂、SCPによる地盤改良が実施されたものを2断面ずつ合計6断面抽出し、安全率1.3の状態からマウンド肩幅、地盤改良範囲、改良率を低減させることにより破壊確率の変化を考慮した。検討は港内側、港外側へのすべり面を想定して実施した。

一方、ケーソン式および矢板式岸壁の円弧すべり解析も防波堤と同様に、現行設計法の平均的な信頼性水準に基づいて目標信頼性水準を設定することは過大な断面となる可能性がある。これら岸壁の検討では壁体に関する破壊モードを併せて考慮するため、検討にあたっては、原地盤としてせん断抵抗のあまり大きくない砂質土地盤（内部摩擦角30度以下）と粘性土地盤（粘着力30kN/m²以下）の2種類を想定し、壁体の外的安定の検討に用いる壁体諸元をもとに設定した断面において地盤改良範囲を変化させることにより破壊確率の変化を算出した。またケーソン式岸壁の基礎の支持力安定性は円弧すべり解析と同じ断面に基づいて検討した。

各破壊モードの破壊確率は、FORM（First-Order Reliability Method）を用いて性能関数の破壊点における線形化近似による信頼性指標(Hasofer and Lind, 1974)をもとに算出する。なお、ケーソン式岸壁の基礎の支持力に対する安定性の検討ならびに円弧すべりの解析においては地盤強度の自己相関性を考慮する必要があるが、本研究では土田・湯(1996)と同様に、深度方向に2~2.5m程度を単位として確率的に独立な土層が堆積していると考えられる。水平方向については、海成粘土の物性に関する調査結果において、深度方向と比較して自己相関性が非常に強く、数10m程度以内範囲ではほぼ均一と見なしてよい(奥村・土田, 1981)ことが報告されていることから、同一の層と見なす。

各構造形式の破壊モード別の性能関数Zは、式(1)~式(8)に示す通りである。括弧内の記号は確率変数として扱うパラメータであることを示す。また、 $a_1 \sim a_8$, B_T , B_C は確定値扱いする。

(ケーソン式岸壁・滑動破壊)

$$Z = f \{ W - B(RWL) + E_V(ke, q) - E_H(ke, q) - R(RWL) \} \quad (1)$$

(ケーソン式岸壁・転倒破壊)

$$Z = a_1 W - a_2 B(RWL) + a_3 E_V(ke, q) - a_4 E_H(ke, q) - a_5 R(RWL) \quad (2)$$

(ケーソン式岸壁・基礎の支持力破壊)

$$Z = a_6 R(c', \tan \phi, w', q) - a_7 H(ke, RWL) - a_8 W_d(w', q) \quad (3)$$

(矢板式岸壁・矢板壁曲げ破壊, タイロッド破断)

$$Z = E_y(f_y) - \sigma_s(ke, q, RWL, mS) \quad (4)$$

(直杭式横棧橋・杭曲げ圧縮破壊)

$$Z = \psi - \frac{\sigma_c(P_H, \lambda)}{E_y(f_y)} - \frac{\sigma_M(P_H, \lambda)}{E_y(f_y)} \quad (5)$$

(直杭式横棧橋・先端支持力破壊)

$$Z = \eta_1 B_T + \eta_2 B_C - S(P_H, \lambda) \quad (6)$$

(岸壁・円弧すべり)

$$Z = R(c', \tan \phi, w', q) - S(RWL, w', q) \quad (7)$$

(防波堤・円弧すべり)

$$Z = R(c', \tan \phi, w', q) - S(w', q) \quad (8)$$

ここに、 f : 堤体底面と基礎との摩擦係数, RWL : 岸壁残留水位, ke : 土圧静的成分, q : 岸壁の場合: 上載荷重, 防波堤の場合: ケーソンの有効重量より換算した分布荷重, E_y : 鋼材の強度, f_y : 鋼材降伏応力度精度, σ_s : 矢板壁及びタイロッド応力度, mS : 矢板壁断面力及びタイロッド張力算定式精度, ψ : 曲げ圧縮破壊判定式精度, σ_c : 杭圧縮応力度, σ_M : 杭曲げ応力度, P_H : 船舶接岸力, λ : 杭自由長推定精度, η_1 : 杭先端支持力算定精度, η_2 : 杭周面摩擦算定精度, B_T : 杭先端支持力, B_C : 杭周面摩擦力, S : 杭に作用する鉛直荷重, $a_1 \sim a_8$: 各荷重のアーム長, ϕ : 排水条件における内部摩擦角, c' : 見かけの粘着力, w' : 分割細片重量である。

上記確率変数の従う確率分布は表-2の通りである。設計パラメータとその特性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特性値の比を α 、各変数の変動係数を V と定義し、 α および V の従う分布を表示している。

これらの確率分布の設定方法は次の通りである。残留水位については、古土井・片山(1971)の岸壁における水位実測値をもとに、前面潮位がL.W.L.の際の残留水位の変動を考慮して設定した。上載荷重については、木更津

表-2 パラメータの従う確率分布

	α	V
残留水位 RWL	1.00	0.05
摩擦係数 f	1.06	0.15
単位体積重量 W_i		
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
基礎地盤	1.00	0.03
土圧 ke	1.00	0.10
上載荷重 q	1.00	0.40
基礎地盤強度 $c', \tan\phi$	1.00	0.10
鋼材降伏応力度精度 f_y	1.20	0.065
矢板断面力算定精度 mS	1.00	0.10
杭曲げ圧縮破壊式精度 ψ	1.17	0.10
杭先端支持力精度 η_1	0.93	0.20
杭周面摩擦力推定精度 η_2	1.60	0.35
杭自由長推定精度 λ	1.00	0.10
船舶接岸力 P_H	0.87	0.25

注) α : 平均値の偏り (平均値/特性値)

V : 変動係数

港におけるバラ荷の実測結果をもとに設定した(森屋・長尾, 2003). 船舶接岸力については, 棧橋に取り付けられた防衝工反力として棧橋に伝えられる. このため, 入港船舶の実態調査より求めた船舶の接岸エネルギーの確率分布をもとに, 防衝工の一般的なエネルギー~反力関係を考慮して棧橋に作用する水平力の分布を求めている(長尾ら, 2004). これら以外のパラメータについては長尾・森屋(2004)に示したとおりである. なおここで考慮していない要素として, 円弧すべりの照査式の精度がある. 円弧すべりの照査式の精度についてはこれまでに飽和した軟弱な粘土地盤を対象にした研究事例がある(松尾, 1984). 本研究では粘性土地盤のみならず砂質土地盤, および置換砂による改良地盤を対象とするため, 照査式算定精度は考慮せず, 今後の課題とする.

2.2 期待総費用の算出方法

期待総費用は式(9)により表現される.

$$ETC = C_i + P_f C_f \quad (9)$$

ここに, ETC : 期待総費用, C_i : 初期建設費, P_f : 対象とする荷重による破壊確率, C_f : 破壊時費用である.

ここで, 本研究では常時の問題を扱うため社会的割引率は考慮しない. また, 破壊時費用は, 復旧費用と経済

損失の両方を考慮する.

岸壁の破壊時には, 当該施設が利用できないことによる経済損失が存在する. 防波堤についても破壊時には港内岸壁での船舶の安全な接岸や安全な荷役が阻害されるため経済損失が生じる. ここでいう経済損失には, 迂回輸送や輸送取りやめなどによってもたらされる貨物の荷主や運送業者の損失, 料金収入の遺失などの港湾管理者の損失, あるいはこれらの被害が地域経済全体に波及する二次的な被害などが含まれる. しかしながら, ①市場の完全競争状態を仮定すれば, 交通施設整備の効果は, 交通活動に直接もたらされる便益のみを計測すれば十分であること(森杉, 1997), ②港湾管理者の被害は, 社会全体でみればキャンセルアウトされる可能性があること(港湾投資評価のガイドライン, 1999, 以下「ガイドライン」と呼ぶ), ③破壊による貨物需要の変化は予測が難しいこと, などの理由により, 以降の経済損失の算出にあたっては, 迂回輸送による経済損失のみを考慮することとする.

迂回輸送による経済損失額については, コンテナ貨物を対象とした試算を行った. 具体的には, 柴崎(2004)に示す方法に従い, 迂回輸送による経済損失 L を, 式(10)に示すように, 海上輸送費用, 海上輸送時間費用, 陸上輸送費用, 陸上輸送時間費用の4種類の費用の和で定義する.

$$L = R \cdot \sum_{i=1} \left\{ \frac{(Ocap_{i-1} - Ocap_i) \cdot (CL_i + CM_i + Tv \cdot (TL_i + TM_i))}{(CL_i + CM_i + Tv \cdot (TL_i + TM_i))} \right\} \quad (10)$$

ここに, i : 当該港湾被災時の i 番目の代替港, $Ocap_i$: i 港でオーバーキャパシティとなる貨物量 (TEU/日) ($Ocap_0$ は分析対象港湾をさす), CL : 陸上輸送費用 (千円/TEU), CM : 海上輸送費用 (千円/TEU), TL : 陸上輸送時間 (h), TM : 海上輸送時間 (h), Tv : コンテナ貨物の時間価値 (千円/h/TEU), R : 復旧期間 (日) である. なお, TEUはTwenty Feet Equivalent Unitの略で, コンテナ貨物量に用いられる単位である. また, 復旧期間 R については, 一律半年 ($R=180$) と仮定した.

次に, 被災によるオーバーキャパシティの算出については以下の通りである. 破壊による物理的な影響が当該岸壁以外には及ばないと仮定すれば, 破壊時に分析対象港湾 ($i=0$) で取り扱うことができず, オーバーキャパシティとなる貨物量 $Ocap_0$ (TEU/日) は, 次式で表される.

$$Ocap_0 = \sum_j Q_{0,j} - \left(\sum_{b \in B_0} cap_b - cap_0 \right) \quad (11)$$

ここに、 Q_{0j} ：分析対象港湾を積出港（または積卸港、以下同様）とし、 j を生産地（または消費地、以下同様）とするコンテナ貨物量（TEU/日）、 cap_b ：分析対象港湾における各バースの通常時のキャパシティ（TEU/日）（ $b=0$ は被災バースを表す）、 B_0 ：当該港におけるコンテナバース数である。生産地別・積出港別のコンテナ貨物量は、外貿コンテナ貨物流動調査データ（1ヶ月値、フレートトンベース）（全国輸出入コンテナ貨物流動調査、1998）より日 TEU ベースに換算することで得た。ここでフレートトンとは積荷の種類による単位重量あたりの容積の違いを考慮に入れた積荷量の単位で、例えば綿などの軽いものは 1.113m^3 を 1 フレートトンと換算する。換算係数は、ガイドラインに従い、20ft、40ft コンテナ 1 個当たりそれぞれ 18.7、28.1 フレートトンとした。また、20ft コンテナと 40ft コンテナの構成比も、ガイドラインに従い、中枢・中核国際港湾においては個数ベースで 1:1、その他の港湾においては 5:2 とした。

代替港 ($i \geq 1$) においては構造物の破壊は発生しないので、各代替港でオーバーキャパシティとなる貨物量 $Ocap_i$ は次式で表される。

$$Ocap_i = \left(\sum_j Q_{i,j} + Ocap_{i-1} \right) - \sum_{b \in B_i} cap_b \quad (12)$$

なお、代替港は、アジア域内航路貨物については、コンテナを取り扱う港湾のうち、分析対象港湾から陸上輸送経路で最短となる港湾から順に設定する。また、基幹航路貨物については、中枢・中核港湾のうち分析対象港湾から陸上輸送経路の短い港湾から順に設定した。

陸上輸送費用 CL に関しては、ガイドラインより、20ft コンテナ、40ft コンテナの別に、輸送距離と費用の関係式を次式のように推定した。

(20ft コンテナ)

$$CL_i = -0.153 \cdot ld_{ij}^2 + 380 \cdot ld_{ij} + 26700 \quad (13)$$

(40ft コンテナ)

$$CL_i = -0.120 \cdot ld_{ij}^2 + 279 \cdot ld_{ij} + 21800 \quad (14)$$

ここに、 ld_{ij} ：積出港 i と生産地 j の陸上輸送往復距離 (km) で、道路情報便覧(2002)に収録されている、全高速道路・国道・主要地方道を含む全国 46,798 交差点、76,555 リンクからなるネットワーク上で最短経路探索を行うことにより得た。なお、生産地は各市町村役場の所在地で代替し、積出港については、各港湾で最も代表的なコンテナ埠頭とした。

海上輸送費用 CM についても、ガイドラインの規定に

従って算出するが、当該バースを利用するコンテナ船の船型を仮定する必要があるため、基幹航路貨物については、バースの水深別にコンテナ船の船型を表-3 のとおり仮定し、アジア域内航路貨物については、全てのバースで 500TEU 船を仮定した。

陸上輸送時間 TL 、海上輸送時間 TM は、陸上・海上の輸送距離を輸送速度で除することで得る。陸上・海上の輸送速度については、ガイドラインの記述に従った。また、時間価値 Tv についても、ガイドラインに従い、20ft コンテナ・40ft コンテナの別や、輸出入貨物の別に設定した。

全国のコンテナを取り扱っているバースについて以上の計算を行った。その結果をバース水深別にまとめたものを表-4 および図-2 に示す。表より、水深（の絶対値）と迂回輸送による被害額の平均値には、正の相関関係があることが分かる。すなわち、水深が深く大型船の入港が可能であるバースほど、背後圏が広く経済的に重要であるという結果となっている。また、水深が深いほど被害額の分散も大きいことがわかった。これは、水深が深いバースは大規模港湾においては連続して建設されることが多く、常時安全性の場合、地震時の被災と異なり 1 バース単独の破壊であるため、港湾によっては、同じ港湾内の他バースで全ての貨物の取り扱いが可能となり、迂回輸送による被害額がゼロとなるケースも含まれるなど、代替輸送の状況にばらつきが大きくなるためと考えられる。このように経済損失についてはばらつきが大きいことから、本研究では背後圏の経済的な重要度から中核港湾および中枢港湾への適用を仮定して、迂回費用による損失額をそれぞれ平均+ σ とした場合と、平均+3 σ と

表-3 バース水深別の想定入港コンテナ船の船型

バース水深	基幹航路	アジア域内航路
-7.5m	500 TEU	500 TEU
7.5m-11m	2000 TEU	
11m-	4000 TEU	

表-4 水深別の迂回輸送による経済損失

バース水深	バース数	迂回輸送による経済損失 (百万円/バース)	
		平均	σ
-7.5m	12	23.363	47.878
7.5m-11m	49	539.824	1,595.927
11m-	107	776.373	2,179.620

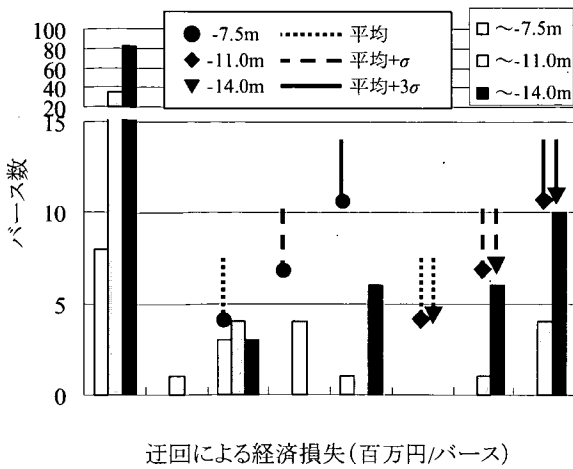


図-2 迂回輸送による経済損失

表-5 復旧工法の概要

ケーソン式岸壁	<ol style="list-style-type: none"> 1. エプロン舗装・裏込・上部工・中詰め撤去 2. ケーソンの最浮遊 3. マウンドの撤去 4. 地盤改良 (円弧すべり破壊の場合, 土砂掘削, 置換砂) 5. マウンド復旧, 均し 6. ケーソンの最据え付け 7. 1.の復旧
矢板式岸壁	<ol style="list-style-type: none"> 1. エプロン舗装・裏込・上部工の撤去 2. 矢板・タイロッドの撤去 3. 地盤改良 (円弧すべり破壊の場合, 土砂掘削, 置換砂) 4. 矢板・タイロッドの打設 5. 1.の復旧
直杭式横棧橋	<ol style="list-style-type: none"> 1. 上部工・杭の撤去 (全杭) 2. 杭打設 3. 上部工復旧
ケーソン式混成堤 消波ブロック被覆堤	<ol style="list-style-type: none"> 1. 上部工・根固ブロック・被覆ブロック・中詰め (消波ブロック) の撤去 2. ケーソンの再浮遊 3. マウンドの撤去 4. 地盤改良 5. マウンドの復旧・本均し 6. ケーソンの再据付 7. 1.の復旧

した場合を扱った。これらの平均+σ, 平均+3σの迂回輸送による経済損失は, 図-2 に示す経済損失がゼロとなるバースを除いた場合のそれぞれ平均値と最大値に近い値となる。

次に復旧費用は, 表-5 に示す破壊復旧形態から平均的な状況を考慮して算出する。初期建設費および復旧費は, 日本の標準的な人件費, 材料費, 工事の稼働率などを基

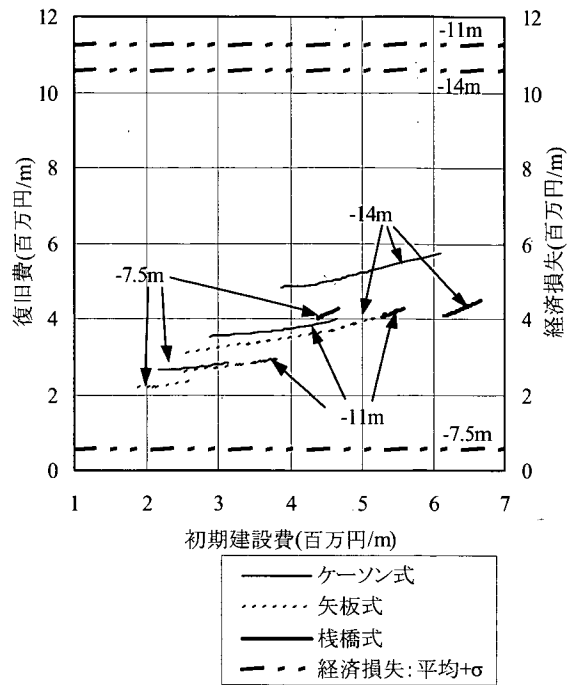


図-3 初期建設費と復旧費, 経済損失の関係 (岸壁)

に算出した。図-3 に岸壁の初期建設費と破壊時復旧費の関係を示す。なお, 費用は断面奥行き 1m あたりの価格で直接工事費用にその 40%の間接経費を見込んでいる。ケーソン式と矢板式岸壁においては, 初期建設費用に対する復旧費用の関係はほぼ同じ勾配であり, ケーソン式岸壁に比べて矢板式岸壁の方が同じ水深で初期建設費用に対する復旧費が小さい傾向にある。これは, 矢板式岸壁の場合はタイロッドの撤去のみで復旧可能な場合もあるなど復旧形態が簡易なものから大規模なものまで様々考えられるのに対し, ケーソン式岸壁の場合は復旧形態がほぼ一定で必ずケーソンの再浮遊を伴う大規模なものとなるためである。また, 直杭式横棧橋について初期建設費に対して破壊時費用が低いのは, 初期建設費には背後の土留めの建設費が含まれるためである。

また図-3 には先述した経済損失 (平均+σ) についてもあわせて示した。奥行き 1m あたりを考えているため, 水深-11.0m について-14.0m よりも経済損失が大きくなっている。平均+3σについては, 水深-7.5m, -11.0m, -14.0m でそれぞれ 1.3 百万円/m, 28.0 百万円/m, 26.1 百万円/m となる。復旧費と比較すると, 経済損失は平均+σについては, 水深-7.5m で 0.25 倍程度, 他の水深で, 3~4 倍程度であり, 平均+3σでは, 水深-7.5m で 0.5 倍程度, 他の水深では 6~9 倍程度である。水深が深くなると期待総費用に占める経済損失の割合が大きくなるのが分かる。

防波堤については、マウンドからの滑落、ケーソン上部の水没など大規模被災の場合、復旧費が初期建設費の125%程度になる(長尾, 2000)。本研究で対象とするのは常時状態での堤体全体の円弧すべり破壊であり、破壊時の改良復旧に費用がかかることから、復旧費用は初期建設費の150%とした。防波堤の破壊による港内バースにおける経済損失の検討には様々な要因を考慮する必要があるが、すべてを考慮することは困難である。一方、常時状態の検討であるため、変動および偶発状態での信頼性と比較すると要求される信頼性水準は高いと言える。そこで安全側の目標水準を設定するために、経済損失については、奥行き1mあたりで経済損失が最大となるバース水深-11.0mの平均+3 σ を考慮することとした。図-4に一例として、検討対象とした6断面のケーソン式混成堤の港内側への円弧すべりについて、初期建設費、復旧費、経済損失の関係を示す。上述のように復旧費は初期建設費の150%程度である。初期建設費はマウンド肩幅、置換砂の範囲およびSCPの改良率に応じた費用となるが、破壊時には地盤の一定範囲を改良復旧するため、置換砂の範囲およびSCPの改良率の変化を考慮する断面の復旧費は初期建設費に対して一定となる。マウンド肩幅の変化を考慮する断面は一定の地盤改良復旧費が含まれるが、マウンド再構築は現況復旧となるため、復旧費は初期建設費に応じて変化する。また経済損失は復旧費の0.7~1.5倍程度である。

3. 目標信頼性水準

3.1 破壊確率

以下では期待総費用が最小となる信頼性水準について検討を行う。ケーソン式岸壁と矢板式岸壁については、構造物の諸元(堤体幅)によって破壊確率が変化するモード(ケーソン式の場合、滑動・転倒・基礎の支持力破壊)と、地盤の条件(地盤改良)によって破壊確率が変化する円弧すべりモードが存在するため、期待総費用の算出にあたり、円弧すべりの破壊確率とその他のモードの破壊確率をどのように組み合わせるかが問題となる。

ケーソン式および矢板式岸壁の期待総費用カーブは円弧すべりまで含んだ複数モードのシステム破壊確率に対して費用をプロットする必要があるため、システム破壊確率の算出方法について検討を行った。そこで、複数の破壊モード中の2つの破壊モード間の相関係数とシステム破壊確率の関係を水深-11.0mの場合を例として図-5に示す。ケーソン式岸壁については、破壊確率が0.01以下の場合、滑動-転倒、支持力破壊-円弧すべり、転倒-

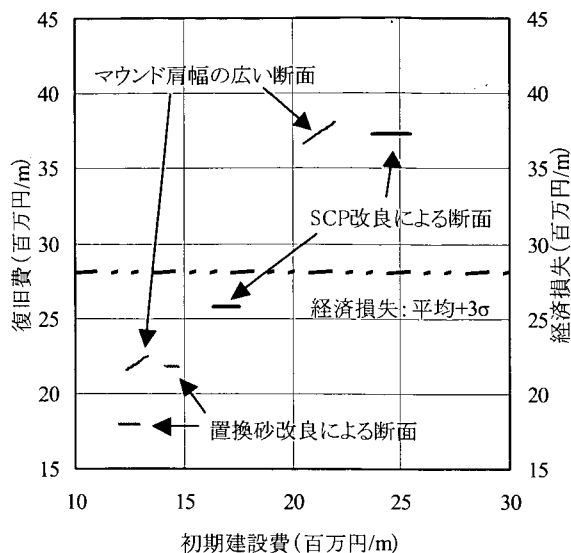
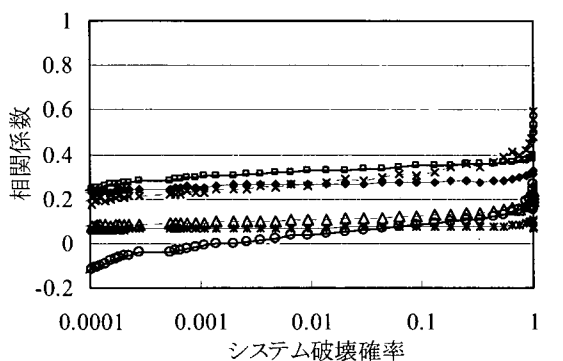
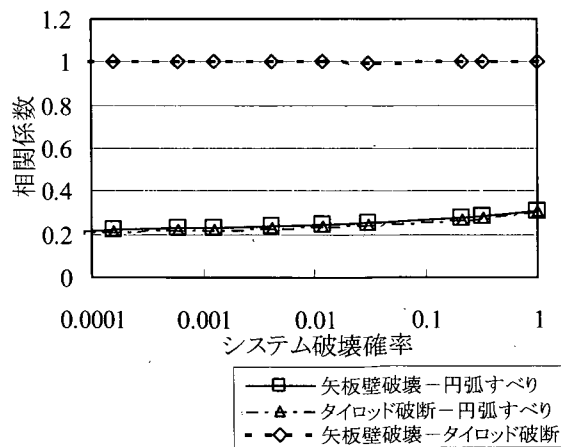


図-4 初期建設費と復旧費、経済損失の関係(防波堤)



(a)ケーソン式岸壁



(b)矢板式岸壁

図-5 システム破壊確率と相関係数の関係

支持力破壊モードの順番に相関は低くなり、それらに比べて、滑動-支持力破壊、滑動-円弧すべり、転倒-円弧すべり間の相関はさらに小さく、相関係数はおおむね0.1~0.2程度である。ここで、それぞれのモード間の相関関係、支持力破壊モードおよび円弧すべりモードには地盤パラメータとして同じものが採用されていること、また転倒モードの破壊確率は小さい(図-6参照)ことを考慮して、以下では滑動-転倒モード間、支持力破壊-円弧すべりモード間の相関を考慮し、それら2モード間を独立としてシステム破壊確率を算出した。

矢板式岸壁の場合、矢板壁破壊-タイロッド破断モードの相関係数はほとんど1.0であることから、この2モードを完全相関と考え、円弧すべりとの相関を考慮してシステム破壊確率を算出した。なお、このモード間の相関の関係は他の条件においても同様であった。

直杭式横棧橋については杭曲げ圧縮破壊と先端支持力破壊モードの相関を考慮したシステム破壊確率を算出した。また2つの破壊モードのシステム破壊確率はMadsen and Lind(1986)に従って算定した。ここでケーソン式および矢板式岸壁について期待総費用の算出方法について検討した結果、円弧すべりの破壊確率を構造諸元によって定まるその他のモードのシステム破壊確率と同等とした組み合わせを用いた際に、期待総費用が最小となったため、本研究ではこの組み合わせを採用した。

このようにして算出したシステム破壊確率と各破壊モードの破壊確率の関係を、水深-11.0mの場合について図-7に示す。ケーソン式岸壁では、システム破壊確率が大きい場合、支持力破壊モードが支配的であり、システム破壊確率が小さくなるに従って、滑動モードが支配的になる。矢板式岸壁については、矢板壁の曲げ破壊および円弧すべり破壊が支配的であり、システム破壊確率との相関が強い。また直杭式横棧橋では、杭の曲げ圧縮破壊

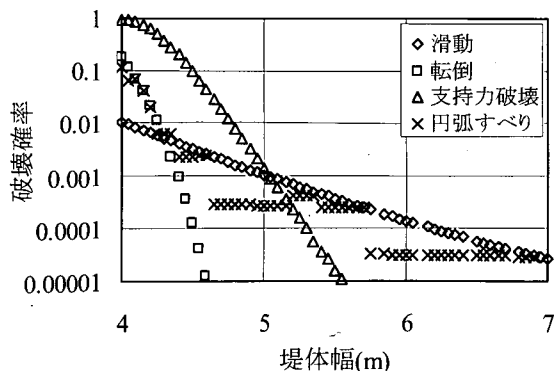
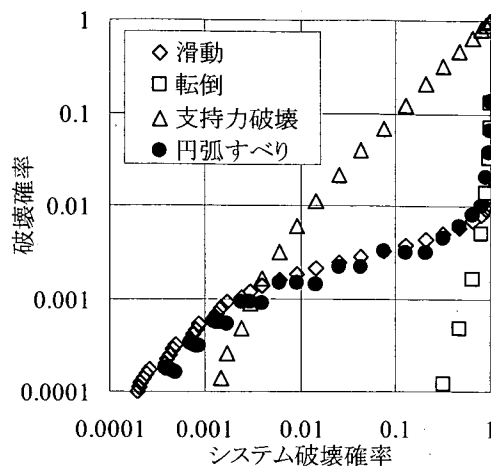
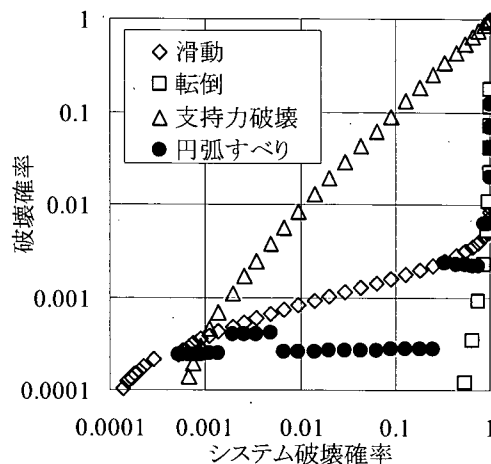


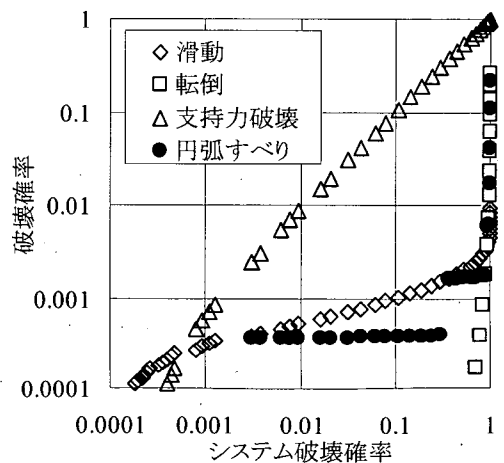
図-6 ケーソン式岸壁の堤体幅と各モードの破壊確率



1)水深-7.5m



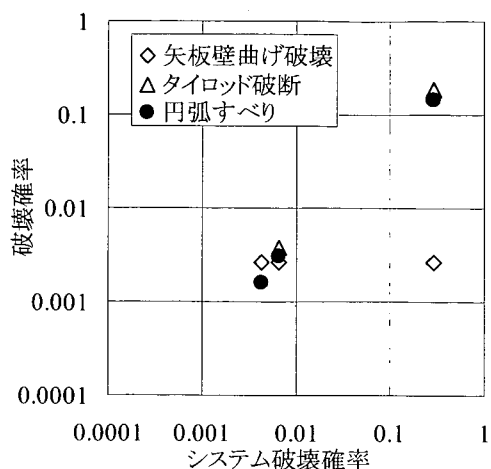
2)水深-11.0m



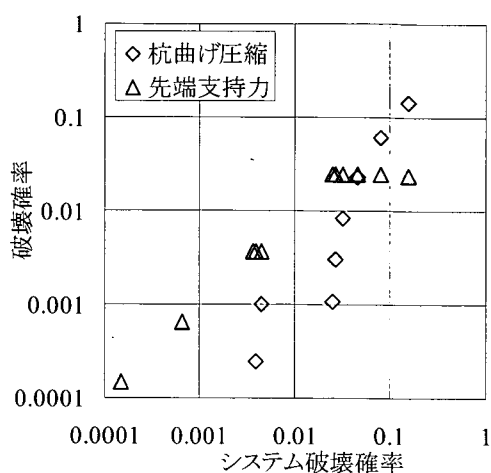
3)水深-14.0m

(a)ケーソン式岸壁

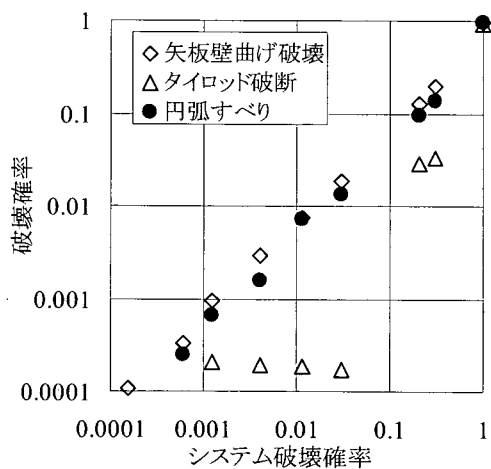
図-7 各モードの破壊確率とシステム破壊確率の関係



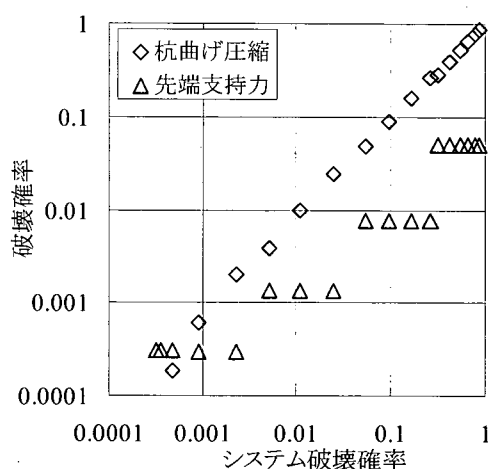
1)水深-7.5m



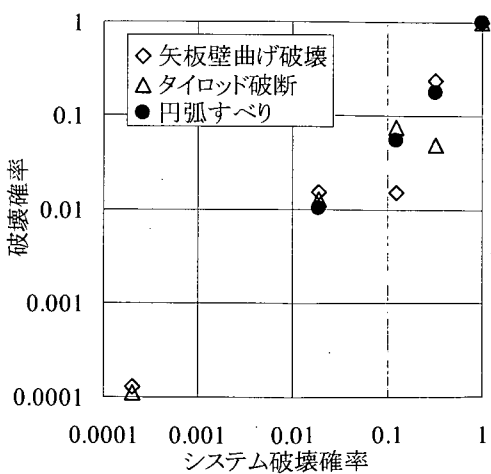
1)水深-7.5m



2)水深-11.0m

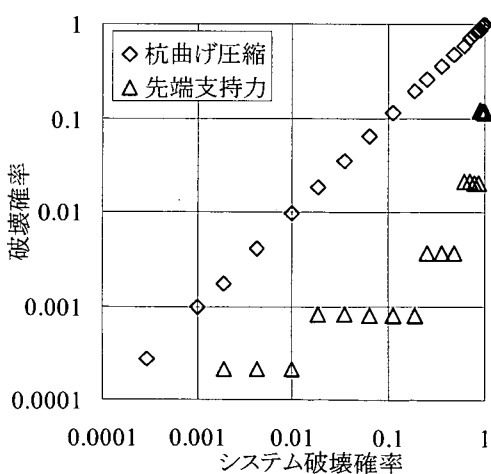


2)水深-11.0m



3)水深-14.0m

(b)矢板式岸壁



3)水深-14.0m

(c)横杭式栈橋

図-7 各モードの破壊確率とシステム破壊確率の関係

モードが支配的で、システム破壊確率との相関が大きいことが分かった。

防波堤については円弧すべり破壊モードを考慮して破壊確率を算出し、期待総費用が最小となる信頼性水準の検討を行う。

3.2 目標信頼性水準

(1) 岸壁

各構造形式の期待総費用は図-8 に示すとおりである。水平軸はケーソン式岸壁のケーソン幅や矢板式岸壁などの鋼材の断面係数、地盤の改良厚などを変化させた場合の各破壊モードを考慮したシステム破壊確率である。このうち矢板式岸壁については、滑らかな曲線にならない場合があるが、これは矢板壁およびタイロッドに用いるJIS規格の鋼材の断面係数が不連続であること、および鋼材の規格（例えば鋼管の径と肉厚）の変化に対する破壊確率と建設費用の変化の程度が一樣でないためである。

図中○、□を付けた破壊確率が、それぞれ迂回輸送による被害額として、平均値+ σ 、平均値+3 σ を考慮した期待総費用が最小となる破壊確率である。構造形式ごとに期待総費用が最小となる破壊確率は異なる。また同じ構造形式の構造物では、条件（水深）ごとに期待総費用が最小となる破壊確率は異なる。また、△および▲で示した破壊確率は現行設計法による信頼性水準を示している。ケーソン式の壁体などの一部を除いては現行設計法による破壊確率は非常に小さく、図に示した最小の破壊確率以下である。現行設計法による破壊確率は、ケーソン式岸壁および矢板式岸壁の円弧すべりについてはそれぞれ 10^{-16} 以下($\beta=9.64$) $\sim 1.35 \times 10^{-6}$ 、 $6.12 \times 10^{-12} \sim 2.49 \times 10^{-7}$ であり、矢板式岸壁の壁体については $3.68 \times 10^{-9} \sim 2.47 \times 10^{-8}$ である。また、直杭式横棧橋については $5.96 \times 10^{-6} \sim 1.48 \times 10^{-4}$ である。

現行設計法による破壊確率と期待総費用最小の破壊確率の関係について検討すると、ケーソン式岸壁では、現行設計法による円弧すべり以外の破壊確率は期待総費用最小となる破壊確率より大きい。一方、ケーソン式岸壁の円弧すべり、矢板式岸壁および直杭式横棧橋の場合は現行設計法による破壊確率の方が小さくなった。現行設計法の許容安全率はケーソン式岸壁の滑動・転倒・支持力破壊は1.2、鋼材の許容応力度は1.6、杭の支持力は2.5、円弧すべりは1.3であり、許容安全率の設定に起因していると考えられる。上述のように、最大で復旧費の9倍の経済損失を考慮しても、現行設計法による破壊確率はケーソン式岸壁の堤体以外は期待総費用最小の破壊確率より1オーダー以上小さいことから、現行設計法による

信頼性水準は非常に安全側に設定されていると言える。

次に期待総費用が最小となる破壊確率について検討すると、矢板式岸壁の-14m以外では同じ構造形式においては、ばらつきは少ないことが分かる。また、経済損失として平均+ σ を考慮した場合と平均+3 σ を考慮した場合で、期待総費用最小となる破壊確率には1オーダー以上の差はないことが分かる。ここで、矢板式岸壁の-14mについては期待総費用最小化の破壊確率は 2.01×10^{-4} と他の水深に比較して小さいが、これはJIS規格が不連続であることに起因している。すなわち、規格が1ランク変化するだけでシステム破壊確率は 2.01×10^{-4} から 1.87×10^{-2} に変化する。

さて、中核港湾（経済損失が平均+ σ ）および中枢港湾（経済損失が平均+3 σ ）を想定した目標信頼性水準として、表-6に示す2通りの目標信頼性水準を定めた。ここで、前述のように矢板式岸壁の-14m岸壁の結果では経済損失の違いが目標破壊確率に影響を及ぼさないため、本研究では-11mまでの結果をもとに目標値を設定した。

(2) 防波堤

構造形式、マウンドおよび地盤改良工事、すべりの方向ごとの期待総費用は図-9に示すとおりである。それぞれの図には抽出した2断面の結果を示す。水平軸はマウンドの肩幅、地盤改良範囲、地盤改良率を変化させた場合の円弧すべり破壊モードの破壊確率である。

図中□をつけた破壊確率が、期待総費用が最小となる破壊確率である。構造形式ごとに期待総費用が最小となる破壊確率は異なる。マウンドの肩幅、地盤改良範囲など変化させる要因が同じでも既設断面によって破壊確率は異なる。さらに△で示した破壊確率は現行設計法による信頼性水準であるが、円弧すべりの破壊確率は非常に小さく、図に示した最小の破壊確率以下である。現行設計法による破壊確率は、ケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤について、それぞれ 10^{-16} 以下($\beta=8.82$) $\sim 1.12 \times 10^{-7}$ 、 10^{-16} 以下($\beta=10.40$) $\sim 1.53 \times 10^{-6}$ である。

現行設計法による破壊確率と期待総費用最小の破壊確率の関係を検討すると、現行設計法による破壊確率の方が小さくなった。これは、岸壁の場合と同じく現行設計法の安全率の設定（円弧すべり：1.3）に起因すると考えられ、現行設計法による信頼性水準は非常に安全側に設定されていると言える。

期待総費用が最小となる破壊確率は同じ構造形式ではばらつきが少なく、港内側、港外側とも同じ信頼性水準となった。設定した目標信頼性水準をまとめて表-7に示す。

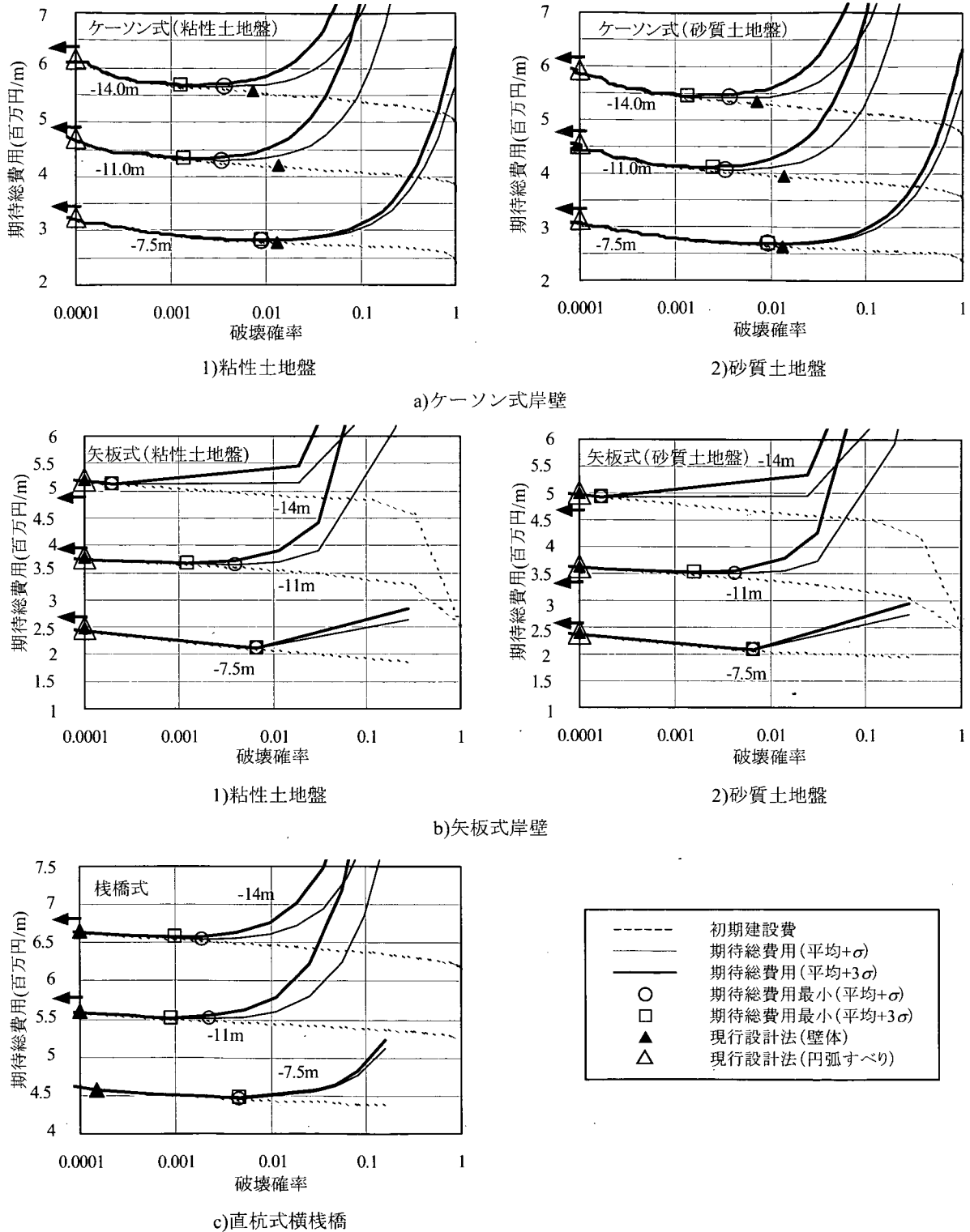
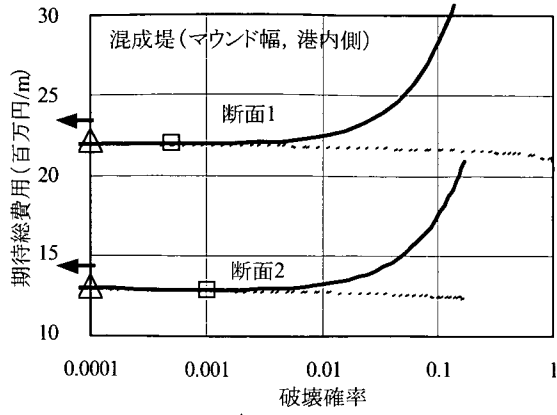


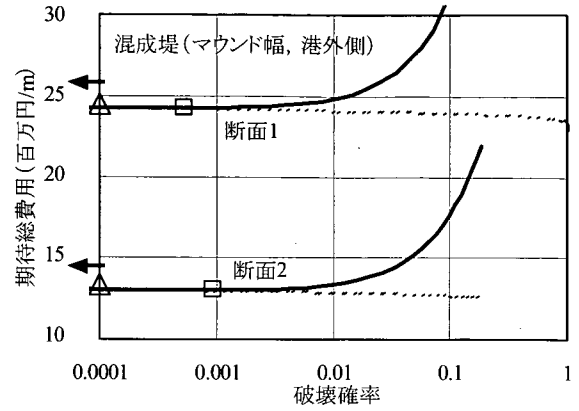
図-8 期待総費用カーブ

表-6 目標信頼性水準

構造形式	ケーソン式岸壁		矢板式岸壁		直杭式横棧橋	
	平均+σ	平均+3σ	平均+σ	平均+3σ	平均+σ	平均+3σ
経済損失						
目標信頼性指標 β_T	2.7	3.1	2.7	3.6	2.9	3.2
目標破壊確率 P_{fT}	4.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	1.7×10^{-4}	1.9×10^{-3}	9.1×10^{-4}

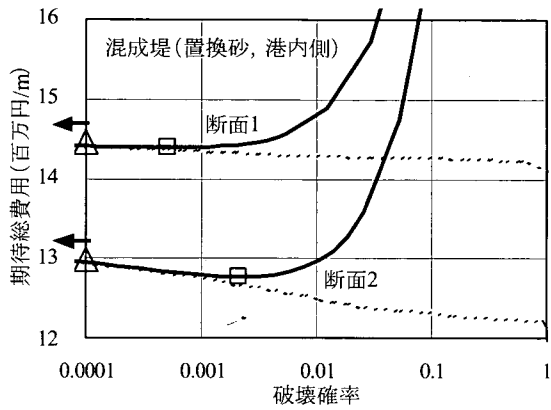


i)港内側

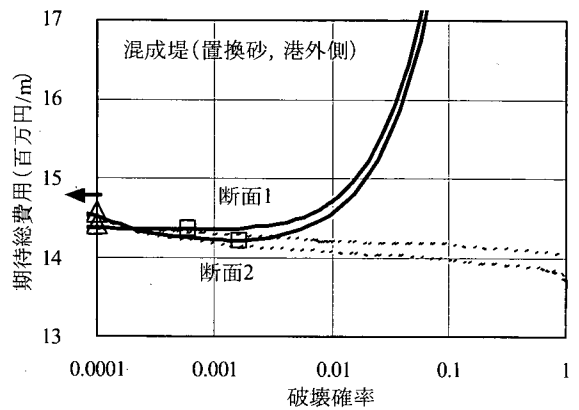


ii)港外側

1)マウンド肩幅を変更

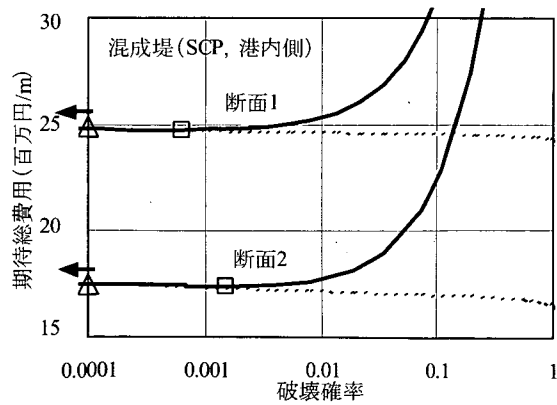


i)港内側

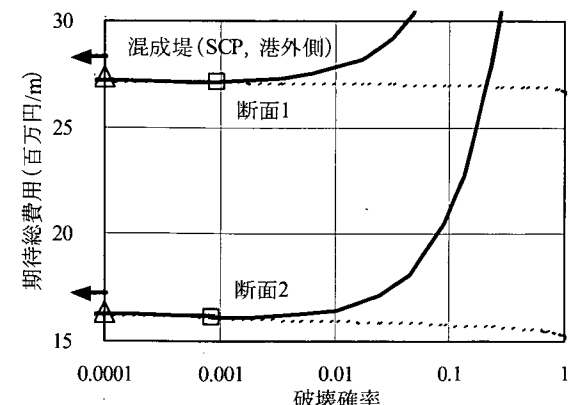


ii)港外側

2)置換砂の範囲を変更



i)港内側

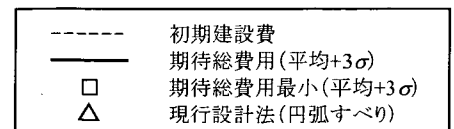


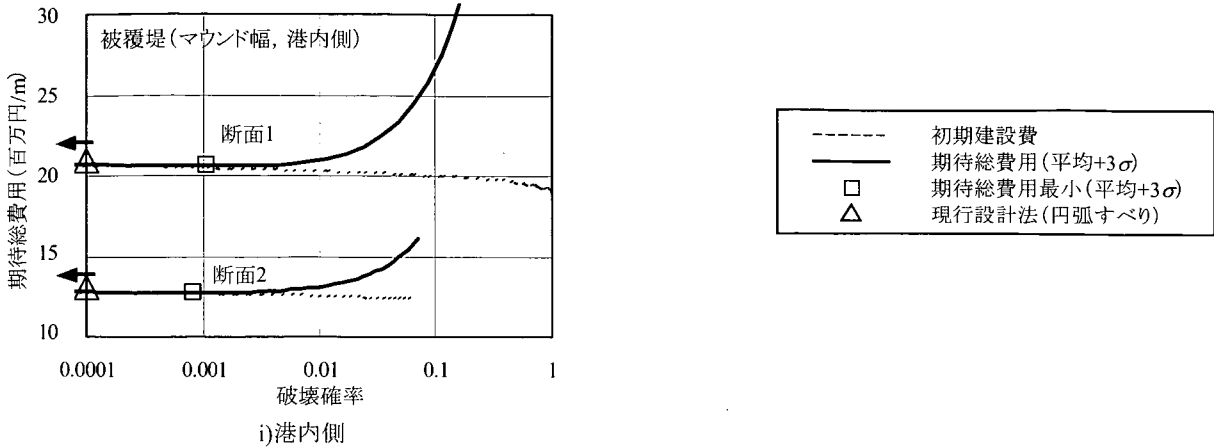
ii)港外側

3)SCPの改良率を変更

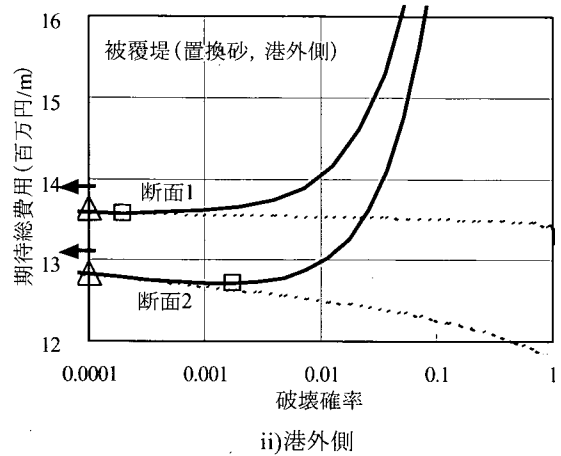
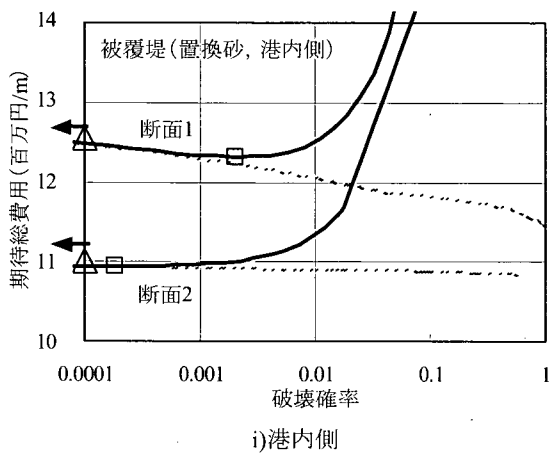
(a)ケーソン式混成堤

図-9 期待総費用カーブ

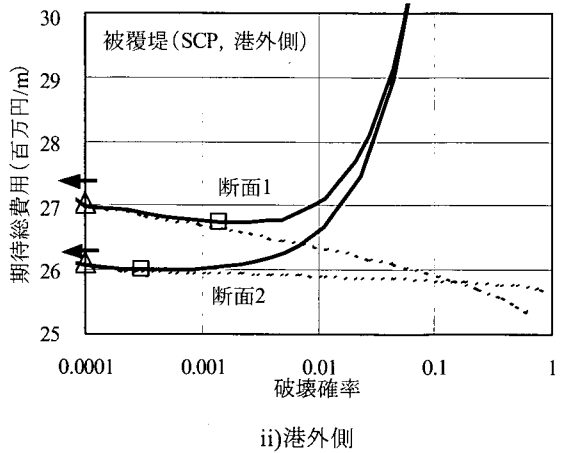
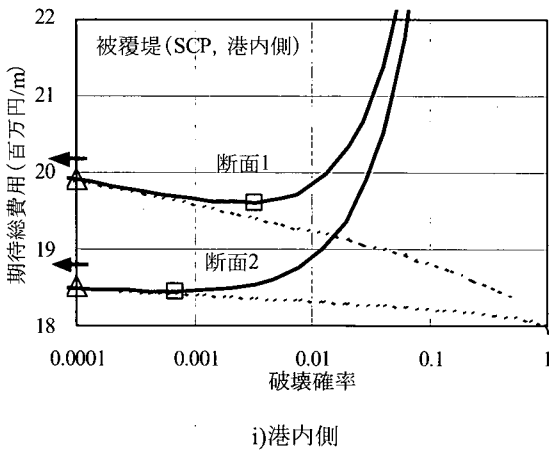




1)マウンド肩幅を変更



2)置換砂の範囲を変更



3)SCPの改良率を変更

(b)消波ブロック被覆堤

図-9 期待総費用カーブ

表-7 目標信頼性水準

構造形式	ケーソン式混成堤	消波ブロック被覆堤
目標信頼性指標 β_T	3.30	3.60
目標破壊確率 P_{fT}	5.0×10^{-4}	2.0×10^{-4}

4. レベル1信頼性設計法の検討

4.1 感度係数

(1) 設定方法

ここでは、レベル1信頼性設計法に用いる部分係数の検討を行う。目標信頼性指標とそれに対応する感度係数をもとにして、部分係数は式(15)により得られる。

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \beta_T V_X) \frac{\mu_X}{X_k} \quad (15)$$

ここに、 γ_X : 部分係数、 α_X : 感度係数、 β_T : 目標信頼性指標、 V_X : 変動係数、 μ_X : 平均値、 X_k : 特性値である。

次に、本研究で扱う問題は直列システムであり、破壊モードの中で信頼性指標の小さいモードに対応する感度係数が重要と考えられるため、以下の手順に従って感度係数を設定した。

- 1) システム信頼性指標が前章で定めた目標信頼性指標 β_T となる断面の各破壊モードの信頼性指標を探索し、その中で最小となる信頼性指標 β_T' を抽出する。
- 2) すべての設計水深および地盤条件、破壊モードにおいて β_T' と一致する結果を探索する。
- 3) その時の感度係数を抽出し、これを平均する。

また、式(15)に用いる目標信頼性指標は上記 β_T' であり、これはシステム信頼性指標の目標値 β_T よりも若干大きくなる。ただし、防波堤については円弧すべりモードのみの検討であるため、ステップ1)は不要であり、 $\beta_T' = \beta_T$ である。

(2) 岸壁

以上の手順を用いてケーソン式岸壁および矢板式岸壁については3水深×2原地盤種類、直杭式横棧橋については3水深について、目標信頼性指標ごとに感度係数を算出した。なお、以降では、土圧に占める上載荷重の影響度合いが低いいため、設計時の便を考慮して、ケーソン式および矢板式岸壁の壁体安全性照査時の土圧係数 ke と上載荷重 q は、土圧算出式(港湾基準, 1999)により、ひとつのパラメータ ke とした。図-10には、経済損失が平均+3 σ の場合の感度係数を、また表-8には目標信頼性指標ごとの各パラメータの感度係数の平均値を示す。ここで、鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、中詰砂の単位体積重量について、それぞれ γ_{RC} 、 γ_{NC} 、 γ_{sand} と示す。目標信頼性指標、水深ごとに感度係数に大きな違いはないことがわかる。

ただし、円弧すべりについては、特に基礎地盤条件によって c' 、 $\tan\phi$ 、 q などの感度係数にばらつきがある。ま

た単位体積重量については、条件によって感度係数が大きく異なることから、図-11に示すように、海底面より浅い地盤を γ_1 、基礎地盤のうち砂質土を γ_2 、粘性土を γ_3 として評価した。 γ_1 については載荷重として荷重効果側となるために感度係数は負となる。基礎地盤については、滑動モーメントとして作用する成分は円弧中心を対象として左右で相殺されるため、粘性土の γ_3 については感度係数はゼロとなる。ただし砂質土については、せん断抵抗成分に寄与する場合が大半であり、感度係数は抵抗側の正の値を取る。 c' 、 $\tan\phi$ 、 γ_2 の抵抗側に寄与する感度係数は、粘性土・砂質土それぞれの地盤で差があるため、単純に平均することは感度係数を過小評価することになる。そこで各地盤で支配的となるもの(粘性土地盤: c' 、砂質土地盤: $\tan\phi$ 、 γ_2)を考慮して平均している。ケーソン式岸壁の支持力安定性の検討については円弧すべりと同じ地盤パラメータがあるが、ほとんどの断面でマウンド内での円弧が支配的となったため、ばらつきは少ない。

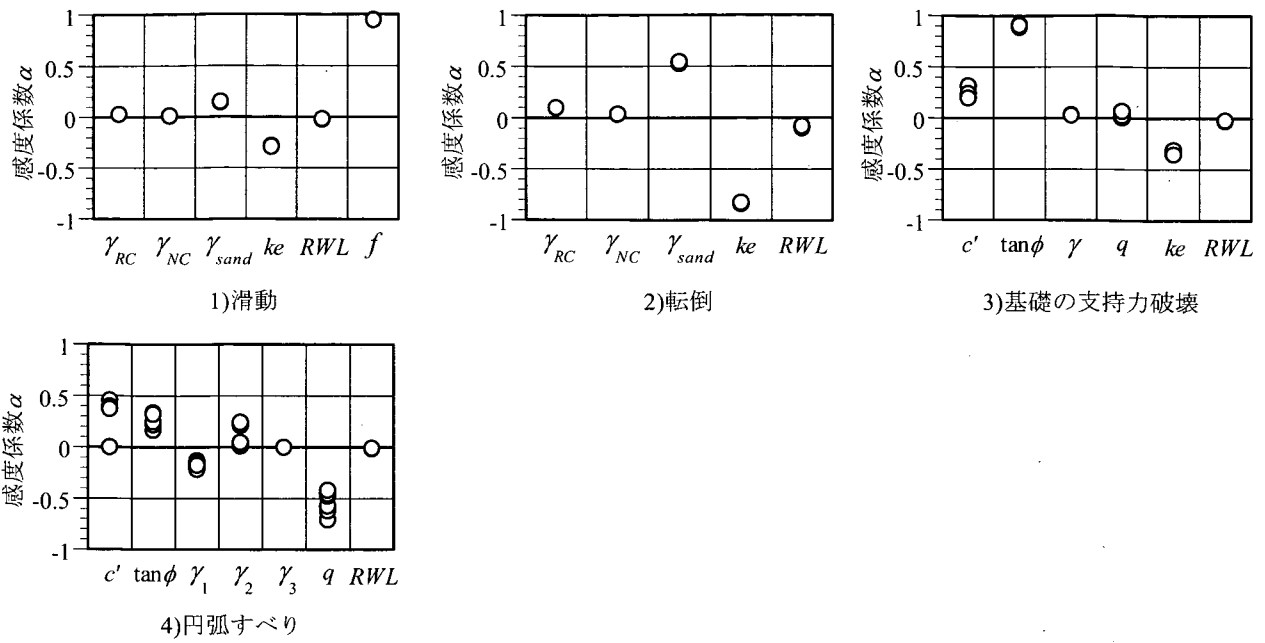
構造形式別に見ると、ケーソン式岸壁では、滑動モードで摩擦係数の感度係数が大きいものに対して、転倒モードでは静的土圧および中詰砂の単位体積重量の感度係数が、それぞれ荷重効果側(負値)、抵抗側(正值)として大きくなっている。支持力破壊モードでは、 $\tan\phi$ の感度係数が大きく、円弧すべりについては上載荷重の感度係数が大きいことが分かる。

矢板式岸壁では、矢板壁破壊とタイロッド破断モードの各パラメータがほぼ同じ感度係数を示しており、残留水位以外のパラメータの感度係数が大きい。円弧すべりについてはケーソン式岸壁同様に上載荷重の感度係数が大きくなっている。

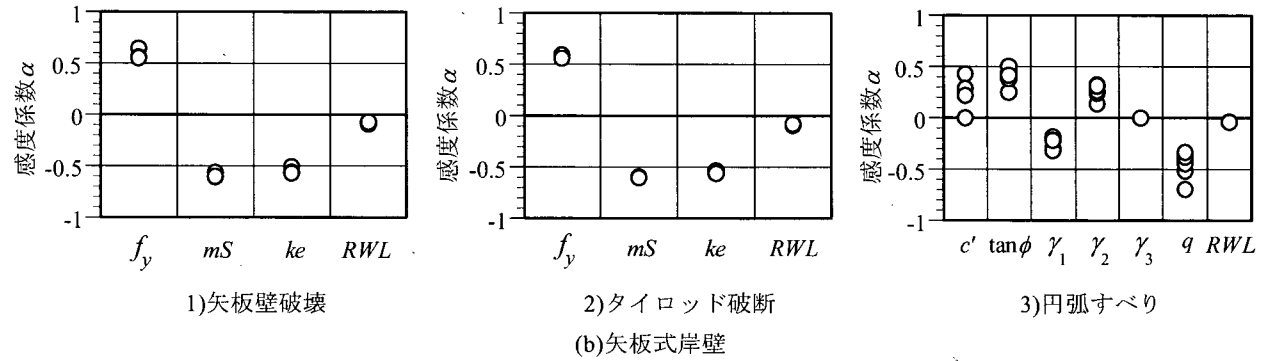
直杭式横棧橋については、杭の曲げ圧縮破壊モードでは曲げ圧縮破壊判定式精度および船舶接岸力の感度係数が大きい。先端支持力破壊モードでは杭先端支持力算出精度の感度係数が大きくなる。これら感度係数の絶対値の大きいパラメータが信頼性指標に大きな影響を及ぼすパラメータである。

(3) 防波堤

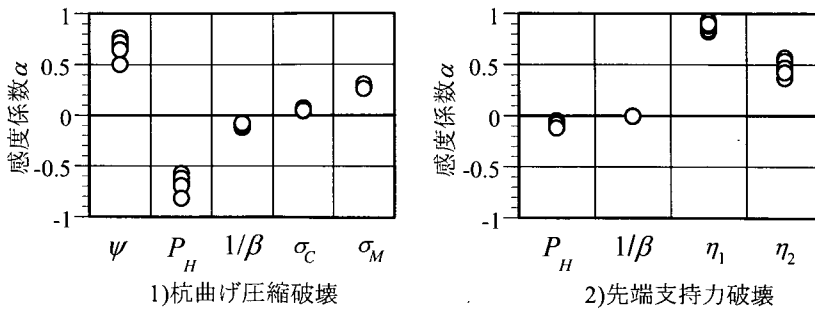
(1)に示した手順によりケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤について港内、港外側で感度係数を算出した。図-12に感度係数を、また表-9には各パラメータの感度係数の平均値を示す。全国の既設断面より抽出した断面をもとに検討しているため、感度係数にばらつきがある。単位体積重量は条件によって大きく異なることから、岸壁の円弧すべりの場合と同様に、マウンドを含む



(a) ケーソン式岸壁



(b) 矢板式岸壁



(c) 直杭式横棧橋

図-10 各構造形式における破壊モード別の感度係数の分布

表-8 感度係数
(a)ケーソン式岸壁

滑動							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL	f	
2.7	0.028	0.010	0.157	-0.316	-0.027	0.935	
3.1	0.026	0.009	0.143	-0.288	-0.024	0.946	
転倒							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL		
2.7	0.094	0.034	0.521	-0.842	-0.092		
3.1	0.097	0.035	0.538	-0.832	-0.092		
基礎の支持力破壊							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ	q	ke	RWL	
2.7	0.257	0.894	0.033	0.032	-0.345	-0.024	
3.1	0.252	0.903	0.032	0.031	-0.328	-0.023	
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.7	0.406	0.320	-0.173	0.227	0.000	-0.551	-0.015
3.1	0.407	0.330	-0.176	0.227	0.000	-0.543	-0.014

(b)矢板式岸壁

矢板壁破壊							
β_T	f_y	mS	ke	RWL			
2.7	0.536	-0.619	-0.567	-0.087			
3.6	0.584	-0.592	-0.547	-0.083			
タイロッド破断							
β_T	f_y	mS	ke	RWL			
2.7	0.546	-0.616	-0.560	-0.090			
3.6	0.577	-0.599	-0.548	-0.088			
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.7	0.329	0.396	-0.271	0.312	0.000	-0.487	-0.040
3.6	0.309	0.398	-0.259	0.314	0.000	-0.467	-0.040

(c)直杭式横棧橋

杭曲げ圧縮破壊					
β_T	ψ	P_H	$1/\beta$	σ_C	σ_M
2.9	0.657	-0.680	-0.107	0.052	0.287
3.2	0.661	-0.675	-0.106	0.054	0.284
先端支持力破壊					
β_T	P_H	$1/\beta$	η_1	η_2	
2.9	-0.088	-0.005	0.865	0.488	
3.2	-0.079	-0.005	0.875	0.472	

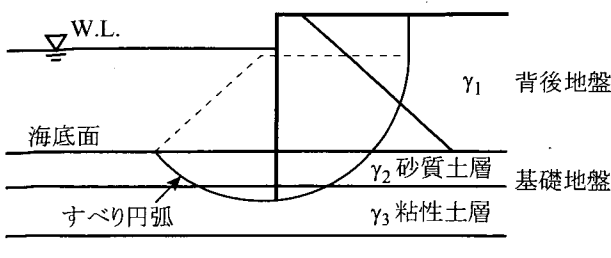
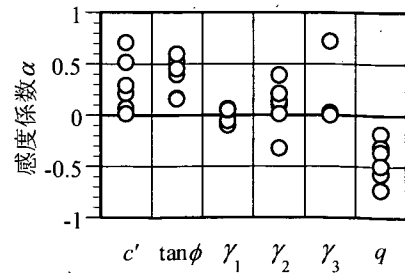
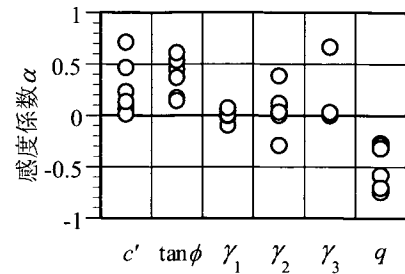


図-11 土層による単位体積重量の扱い

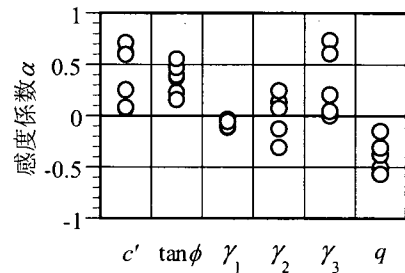


1) 港内側

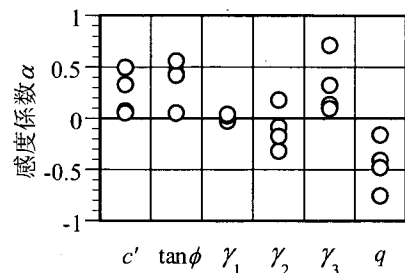


2) 港外側

(a)ケーソン式混成堤



1) 港内側



2) 港外側

(b)消波ブロック被覆堤

図-12 各構造形式における感度係数の分布

表-9 感度係数

(a)ケーソン式混成堤

β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q
3.3	0.285	0.380	-0.007	0.070	0.125	-0.463

(b)消波ブロック被覆堤

β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q
3.6	0.327	0.364	-0.034	-0.027	0.285	-0.410

それより上の地盤を γ_1 、マウンドより下の地盤のうち砂質土層を γ_2 、粘性土層を γ_3 として評価した。ケーソン式混成堤、消波ブロック被覆堤の港外側での γ_1 は、マウンド、消波工の形状によって正負いずれの感度にもなるが、その絶対値は小さい。消波ブロック被覆堤の港内側では、消波ブロックは荷重効果（負値）として寄与するが、感度は低い。基礎地盤のうち砂質土は、荷重効果として作用する成分が円弧中心を対象として左右で相殺され、せん断抵抗（正值）のみに寄与する場合と地盤改良により成層状態が乱され、左右で相殺されずに荷重効果（負値）として寄与する場合がある。一方、粘性土では荷重効果として作用する成分が円弧中心を対象として左右で相殺され、感度がゼロになる場合と地盤改良により成層状態が乱されることにより、抵抗モーメントに寄与する場合がある。

図-12 に示すように構造形式ごとに港内側・港外側で各感度係数のばらつきの程度に顕著な差はないため、設計時の便を考慮して、港内側・港外側で1種類の感度係数とした。

各パラメータについて見ると c' 、 $\tan\phi$ の感度が抵抗側として大きく、 q の感度が荷重効果側として大きくなり、信頼性指標に大きな影響を及ぼすパラメータである。

4.2 部分係数の提案

部分係数の提案においては、式(15)より上述した感度係数と目標信頼性指標を用いて部分係数を設定するとともに、最適解を探索するために目標信頼性指標を前後にずらして部分係数を設定し、キャリブレーションを実施して、目標破壊確率に対する設計断面の破壊確率の分散が最小となる案を最適と判断するのが一般的である。ここで、部分係数の丸めはレベル1信頼性設計結果の信頼性指標の大きなばらつきに結びつくため、本来望ましいことではない。しかしながら、本研究で対象とするのは常時状態での検討であり、変動および偶発作用に対する信頼性と比較すると要求される信頼性水準は高いと言える。現行設計法における許容安全率の設定にもそのような考え方が反映されていると考えられる。加えて、レベル1信頼性設計法においては設計結果の断面の保有する信頼性指標にはばらつきがある。このような点を踏まえて、本研究では、期待総費用を最小とする信頼性水準より安全側の断面をレベル1信頼性設計により設計することを目標とし、式(15)より得られる部分係数を丸める。さらにレベル1信頼性設計法による設計断面と現行設計断面の保有する信頼性水準の比較結果も考慮して、部分係数の妥当性を評価する。部分係数の丸めは円弧すべり

以外は0.05で、円弧すべりは0.1とした。

2.1 に示した条件を用いて算出した部分係数により各構造物のレベル1信頼性設計を実施した。表-10 に現行設計法、レベル1信頼性設計法による設定断面の破壊確率、さらに参考として期待総費用最小化に基づく目標信頼性水準 (β_T とする) をまとめる。

岸壁については、ケーソン式岸壁の壁体、円弧すべりの一部を除いて、レベル1信頼性設計法による設計断面は現行設計断面よりも経済的な断面となる。ケーソン式岸壁の壁体で現行設計よりも安全な断面となるのは、前述のように現行設計法の安全率の設定に起因していると考えられる。円弧すべりでは、別途0.05で部分係数を丸めて実施したレベル1信頼性設計では現行設計断面よりも経済的な断面が得られたことから、レベル1信頼性設計による設計断面が現行設計よりも安全な断面となるのは部分係数の丸めに起因していると推測できる。また、すべての条件で期待総費用が最小となる信頼性水準よりは安全な断面となっている。

ここでケーソン式岸壁の壁体について、レベル1信頼性設計法と現行設計法により得られた堤体幅の関係を図-13 に示す。どの水深についても現行設計断面より0.5~0.8m程度大きな堤体幅となっている。ケーソン式岸壁の統計的分析(堀家・春日井, 1991)によれば、ケーソン高さ(H)と堤体幅(B)の関係は、 $B/H \geq 0.5$ となるものがほとんどであることから、ここで示したレベル1信頼性設計の結果もその下限値程度であり、過度に安全な結果となるわけではない。部分係数の算出に用いる2つの目標信頼性指標の使い分けについては本来は設計断面の特徴を考慮して設計者の判断により選択されるべきものである。ここで標準的と考えられる使い分けについて述べると、背後圏も含めた岸壁の重要性を考慮して、水深の浅い岸壁(-7.5m以浅)では、経済損失として平均 $+\sigma$ を考慮した目標信頼性水準に基づく部分係数を、水深の深い岸壁(-7.5mより深い)については、平均 $+3\sigma$ を考慮して得られた部分係数を採用することが考えられる。

ここで上記の目標信頼性水準の使い分けに従ったレベル1信頼性設計法による設計断面に対応する現行の地震時設計における設計震度を表-11 にまとめる。矢板式岸壁については矢板壁曲げ破壊、直杭式横桟橋では杭曲げ圧縮破壊(杭の降伏までを考慮)で設定される断面を考慮した。また直杭式横桟橋については、対象船舶を貨物船とし、各設計水深で載荷重量トン数はそれぞれ5000DWT, 18000DWT, 55000DWTである。桟橋1ブロックは20mとし、1ブロックあたり防舷材を4基設置している。本表に示した設計震度は、本研究で検討した条

表-10 レベル1信頼性設計法と現行設計法の破壊確率の比較

(a)ケーソン式岸壁

	水深	現行設計法	レベル1信頼性設計法		期待総費用最小にもとづいた目標信頼性水準		
			$\beta_T=2.7$	$\beta_T=3.1$	$\beta_T=2.7$	$\beta_T=3.1$	
壁体	-7.5m	1.32E-02	6.47E-04	2.21E-04	1.93E-03	4.67E-04	
	-11.0m	1.36E-02	3.52E-04	2.52E-04			
	-14.0m	7.33E-03	1.46E-04	1.46E-04			
円弧すべり	砂質土	-7.5m	1.35E-06	8.80E-14			4.05E-14
		-11.0m	2.37E-08	0.00E+00			0.00E+00
		-14.0m	7.25E-12	0.00E+00			0.00E+00
	粘性土	-7.5m	1.95E-13	1.13E-14	9.88E-15		
		-11.0m	0.00E+00	5.36E-13	5.26E-13		
		-14.0m	0.00E+00	1.85E-14	1.85E-14		

(b)矢板式岸壁

	水深	現行設計法	レベル1信頼性設計法		期待総費用最小にもとづいた目標信頼性水準		
			$\beta_T=2.7$	$\beta_T=3.6$	$\beta_T=2.7$	$\beta_T=3.6$	
壁体	-7.5m	3.68E-09	4.69E-06	4.69E-06	1.87E-03	8.84E-05	
	-11.0m	2.47E-08	3.30E-04	1.22E-05			
	-14.0m	1.03E-08	1.29E-04	8.89E-06			
円弧すべり	砂質土	-7.5m	2.49E-07	4.73E-10			4.73E-10
		-11.0m	7.19E-09	7.26E-11			1.01E-11
		-14.0m	7.41E-12	4.46E-11			5.34E-12
	粘性土	-7.5m	2.46E-08	3.43E-09	3.96E-10		
		-11.0m	8.50E-11	2.25E-09	6.12E-11		
		-14.0m	6.12E-12	2.58E-10	2.58E-10		

(c)直杭式横棧橋

水深	現行設計法	レベル1信頼性設計法		期待総費用最小にもとづいた目標信頼性水準	
		$\beta_T=2.9$	$\beta_T=3.2$	$\beta_T=2.9$	$\beta_T=3.2$
-7.5m	1.48E-04	6.58E-04	1.48E-04	1.99E-03	6.64E-04
-11.0m	1.13E-05	9.13E-04	4.86E-04		
-14.0m	5.96E-06	8.11E-04	9.12E-05		

(d)ケーソン式混成堤($\beta_T=3.3$)

		現行設計法	レベル1信頼性設計法	期待総費用最小化にもとづいた目標信頼性水準
港内側	マウンド肩幅	3.83E-12	4.53E-09	
		6.98E-12	2.46E-06	
	置換砂の改良範囲	1.12E-07	4.61E-05	
		3.36E-09	9.63E-05	
	SCPの改良率	0.00E+00	2.64E-07	
	3.50E-10	2.59E-06		
港外側	マウンド肩幅	3.38E-14	1.16E-08	
		8.54E-12	1.92E-06	
	置換砂の改良範囲	1.13E-08	8.40E-06	
		1.11E-09	1.15E-04	
	SCPの改良率	2.00E-12	2.48E-08	
	4.19E-10	7.65E-07		

(e)消波ブロック被覆堤($\beta_T=3.6$)

		現行設計法	レベル1信頼性設計法	期待総費用最小化にもとづいた目標信頼性水準
港内側	マウンド肩幅	0.00E+00	4.23E-12	
		3.20E-12	8.14E-07	
	置換砂の改良範囲	7.33E-15	4.60E-07	
		1.53E-06	9.43E-04	
	SCPの改良率	3.33E-13	7.00E-11	
	4.72E-12	1.41E-06		
港外側	置換砂の改良範囲	4.44E-15	1.51E-06	
		7.69E-08	1.75E-04	
	SCPの改良率	1.66E-12	2.64E-11	
		1.43E-07	1.16E-04	

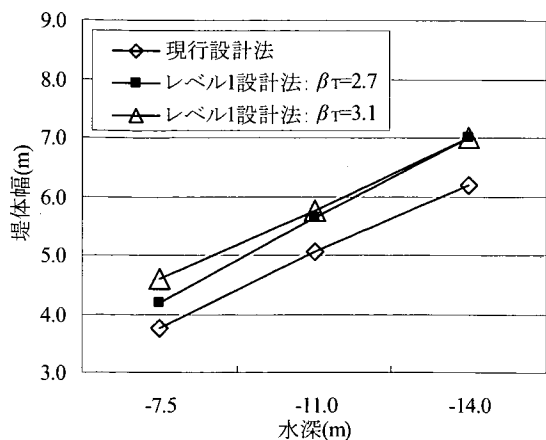


図-13 レベル1信頼性設計断面と現行設計断面の比較

表-11 レベル1信頼性設計断面に対応する設計震度

水深(m)	経済損失の考慮	ケーソン式	矢板式	栈橋式
-7.5	平均+σ	0.13	0.12	0.09
-11.0	平均+3σ	0.10	0.09	0.13
-14.0	平均+3σ	0.08	0.08	0.17

表-12 部分係数の提案

(a)ケーソン式岸壁

滑動							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL	f	
2.70	0.95	1.00	1.00	1.15	1.00	0.60	
3.10	0.95	1.00	1.00	1.15	1.00	0.55	
転倒							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL		
2.70	0.95	1.00	0.95	1.30	1.05		
3.10	0.95	1.00	0.95	1.35	1.05		
基礎の支持力							
β_T	q	ke	RWL	c'	$\tan\phi$	γ	
2.70	1.00	1.15	1.00	0.90	0.70	1.00	
3.10	1.00	1.15	1.00	0.90	0.70	1.00	
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.70	0.9	0.9	1.1	0.9	1.0	1.7	1.1
3.10	0.9	0.9	1.1	0.9	1.0	1.8	1.1

(b)矢板式岸壁

矢板壁破壊							
β_T	f_v	mS	ke	RWL			
2.70	1.05	1.20	1.20	1.05			
3.60	1.00	1.25	1.25	1.05			
タイロッド破断							
β_T	f_v	mS	ke	RWL			
2.70	1.05	1.20	1.20	1.05			
3.60	1.00	1.25	1.25	1.05			
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.70	0.9	0.9	1.1	0.9	1.0	1.6	1.1
3.60	0.9	0.9	1.1	0.9	1.0	1.7	1.1

(c)直杭式横栈橋

杭曲げ圧縮破壊					
β_T	ψ	P_H	$1/\beta$	σ_C	σ_M
2.90	0.95	1.30	1.05	1.15	1.10
3.20	0.90	1.35	1.05	1.15	1.10
先端支持力破壊					
β_T	P_H	$1/\beta$	η_1	η_2	
2.90	0.95	1.00	0.45	0.80	
3.20	0.95	1.00	0.40	0.75	

(d)ケーソン式混成堤

β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q
3.30	0.9	0.9	1.0	0.9	0.9	1.1

(e)消波ブロック被覆堤

β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q
3.60	0.9	0.9	1.0	0.9	0.9	1.1

件に基づいたものであり、すべての断面について表に示した設計震度に対応するものではないが、地震時の設計における設計震度の下限値の目安と考えられる。

防波堤についても岸壁と同じように、現行設計断面よりは経済的で、期待総費用最小とする信頼性水準よりは安全な断面となることが分かる。

最後にここでの結果をまとめて表-12 にレベル1信頼性設計法に用いる部分係数を示す。ただし、消波ブロック被覆堤では、前述までの手法によれば、 γ_2 の部分係数は1.0と得られるが、設計時の便を考慮して、部分係数にはケーソン式混成堤と同じ値である0.9と提示した。どちらの値を採用したレベル1信頼性設計法においても、本研究で用いた断面について現行設計法より経済的な断面が得られたことを確認している。

5. まとめ

本研究では、港湾構造物の主要な施設である岸壁および防波堤の常時の設計について、経済損失を考慮した期待総費用が最小となる信頼性水準を目標水準とした検討を行った。また目標信頼性水準の検討とあわせて、期待総費用最小化のためのレベル1信頼性設計法に用いる部分係数の検討を行った。ここでの検討は先述したように間接経費の考慮、経済損失の算出などにおいて、いくつかの条件を設定して実施してきたが、本検討を行った条件内で得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 岸壁および防波堤の破壊時費用として復旧費のみならず、迂回費用に基づく経済損失を考慮した。その結果、経済損失は最大で復旧費の9倍にまで達することがある。
- 2) 最大で復旧費の9倍の経済損失を考慮しても、現行設計法による破壊確率は、ケーソン式岸壁の堤体以外は期待総費用最小の破壊確率より1オーダー以上小さい。このことから、現行設計法による信頼性水準は非常に安全側に設定されていると言える。
- 3) 目標信頼性水準とそれにもとづいて設定した感度係数から得られる部分係数を基本として、現行設計断面との比較によって経済的な断面が得られる部分係数を提示した。

(2004年12月1日受付)

謝辞

末尾ながら、円弧すべりの解析にあたり、清水建設(株)技術研究所・鈴木誠博士にご助言を頂きましたことを感謝します。

参考文献

- 運輸省港湾局監修, 日本港湾協会(1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- 運輸省港湾局(1998): 平成10年度 全国輸出入コンテナ貨物流動調査
- 奥村樹郎, 土田 孝(1981): 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol.20, No.3, pp.131-168
- 尾崎竜三, 長尾 毅(2004): 防波堤を対象とした円弧すべりの信頼性解析, 土木学会第59回年次学術講演会講演概要集, I-235
- 港湾投資の社会経済効果に関する調査委員会編(1999): 港湾投資の評価に関するガイドライン 1999, 港湾空間高度化センター
- 国土交通省(2002): 土木・建築にかかる設計の基本
- 柴崎隆一(2004): 貨物輸送の損失を考慮した港湾施設における設計震度選択問題の取り扱いとリスク評価特性の計測, 土木計画学研究・論文集, Vol.26, pp.349-357
- 土田 孝, 湯 怡新(1996): 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, 港湾技術研究所報告, Vol.35, No.1, pp.117-146
- 長尾 毅(2000): 破壊確率を考慮した防波堤の期待総費用最小化に関する研究, 第4回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCOSSAR2000) 論文集, pp.441-448
- 長尾 毅, 佐貫哲朗, 尾崎竜三(2004): 防舷材反力の確率分布に関する研究, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.209-214
- 長尾 毅, 森屋陽一(2004): 港湾構造物の目標安全性水準に関する研究, 構造工学論文集 Vol.50A, pp.187-197
- 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
- 古土井光昭, 片山猛雄(1971): 残留水位測定調査, 港湾技研資料, No.115
- 星谷 勝, 石井 清(1986): 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会
- 堀家 正, 春日井康夫(1991): ケーソン式係船岸の構造諸元の統計的分析, 港湾技術資料, No.702
- 松尾 稔(1984): 地盤工学 信頼性設計の理念と実際, 技報堂出版
- Madsen, H. O., Krenk, S., and Lind, N. C.(1986): Methods of Structural Safety, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey
- 森杉壽芳(1997): 社会資本整備の便益評価, 勁草書房
- (財)日本道路交通情報センター(2002): 道路情報便覧 2002年, CD-ROM
- 森屋陽一, 長尾 毅(2003): パラ荷貨物の岸壁上載荷重の設計値に関する研究, 海洋開発論文集, 第19巻, pp.701-706