

1. まえがき

コンクリート港湾構造物の設計においては、各種の安全係数を考慮する限界状態設計法が1999年より採用されている(港湾基準, 1999)。限界状態設計法は形式的にレベル1の信頼性設計法に相当するが、現行設計法の安全係数は許容応力度法からの継続性を考慮して、配置鉄筋量がほぼそれまでと同程度になるように設定されたものであり(長尾, 1994)、確率論をベースとしたキャリブレーションにより定められたものではない。設計法を合理化する観点からは、確率論をベースにしたキャリブレーションに基づく信頼性設計法の適用が必要である。

筆者らはこれまで、防波堤および岸壁の外的安定への信頼性設計法の適用を検討してきた(長尾ほか, 2001a, 2001b, 2001c)。本研究においては、ケーソン式防波堤の部材安全性を合理化するための信頼性設計手法を検討する(長尾, 2001d)。

現行設計法においては鉄筋コンクリート構造物の部材安全性(内的安定)問題として、終局曲げ限界状態、終局せん断限界状態、使用限界状態、疲労限界状態(曲げおよびせん断)を考慮する。これらのうち、使用限界状態については、支配的なモードとなる可能性を有している(長尾, 1994)が、その他の限界状態が支配的となる可能性は低い。このため、確率論的な検討を行う環境が整ったと判断される終局曲げ安全性照査方法の合理化を本研究では主に検討し、検討結果を踏まえてケーソン式港湾構造物に対する各限界状態に関する信頼性設計手法を提案する。

検討にあたり、鉄筋およびコンクリート強度、中詰土圧係数、終局曲げ耐力算定精度、断面力算定精度などの不確定要因を抽出し、これらの従う確率分布を推定した。次に、条件的に偏りのないよう全国の防波堤の設計事例より5断面を抽出し、現行設計法により各部材に対する配置鉄筋量を算出した。

配置鉄筋量をもとにHasofer-Lind(1974)による安全性指標を算出した。次に、最適な安全性水準を求める観点から、内的安定水準と外的安定水準の比較を行うとともに、期待総費用の観点から内的安定に関する最適安全性水準の検討を行った。さらに、抽出した5断面についてコードキャリブレーションを行い、最適な安全係数を提案した。コードキャリブレーションにおいては、終局曲げを含む全ての限界状態を考慮した必要鉄筋量を算出して検討を行っており、本研究の成果を用いて防波堤の部材設計を合理的に行うことが可能になると考えられる。なお、防波堤は地震荷重に対する安定性は高く、地震荷

重作用が支配的な条件となることはほとんどない。このため本研究においては地震荷重作用時の安全性については対象外とする。

2. 信頼性設計法

2.1 信頼性設計法の概要

構造物の設計においては、耐力と荷重効果の値を何らかのモデルを用いて計算し、耐力が荷重効果を上回ることを確認する。防波堤の終局曲げ安全性を例にとると、断面耐力が耐力に、また断面力が荷重効果に相当する。従来の設計法では、耐力及び荷重効果を構成する因子の値をある値に確定的に定めて、確定的な耐力と荷重効果の値を比較して安全性照査を行う。この方法においては設計される構造物の破壊に対する安全性が定量的に明確ではないため、設計者は構造物の安全性を定量的にコントロールすることはできない。

こうした従来型の設計法に替わり、より合理的な方法として提案されているのが信頼性設計法である。確率論を援用した設計法で、構造物の破壊する確率を許容値以下におさめるものである。信頼性設計法には3つのレベルがある(星谷ほか, 1986)。

①レベル3の方法

荷重効果や耐力の算定に関係するすべての因子の従う確率分布を厳密に求めたうえで、数値計算により構造物の耐用期間中の破壊確率 p_f を計算して、これが許容破壊確率 p_{f0} 以下であることを確かめる方法である。最も精緻な方法であるが、変数の確率密度関数が完全に既知である必要があり、破壊確率の算出についても、数値積分を伴う高度な作業が必要となる。

②レベル2の方法

荷重効果や耐力の算定に関係する設計因子の従う確率分布を正規分布または対数正規分布などの数学的に扱いやすい形に仮定することにより、耐力と荷重効果により定義される性能関数の確率分布を算出し、その分布により求められる安全性指標 β が目標安全性指標 β_T 以上であることを確かめる方法である。

③レベル1の方法

まず、構造物が限界状態を超過する確率が目標の許容値になるように、荷重効果や耐力を構成する確率変数の代表的値(特性値)と安全係数を、それぞれの確率分布と目標安全性指標をもとに定める。特性値と安全係数を乗除して得られる値は設計用値と呼ばれる。設計計算においては、耐力の設計用値 R_d が荷重効果の設計用値 S_d

を上回ることを確認する。各種係数の設定には確率計算を援用しているが、設計計算は確定的な形式で行われることが特徴である。

各レベルの安全性照査方法の違いを表にしたものが表-1である。もっとも用いられる頻度の高いものがレベル1の方法であり、信頼性設計法を採用している国内外の基準類は概ねこの方法によっている。これに対してレベル3の方法は、数値計算の複雑さから設計基準類への導入は現時点では適用性が高くないものと判断される。また、レベル3の手法の長所を発揮するためには設計因子の従う確率分布を正確に求めておく必要があるなど、適用に際して技術的に困難な点が存在する。港湾基準(1999)で採用されている限界状態設計法は形式的にレベル1の信頼性設計法である。よって、本研究ではレベル1信頼性設計法を用いた設計法の合理化を検討する。

表-1 信頼性設計法の3つのレベル

レベル	安全性照査式	基準パラメータ
レベル3	$p_f \leq p_{fa}$	破壊確率
レベル2	$\beta \geq \beta_T$	安全性指標
レベル1	$R_d \geq S_d$	設計用値

2.2 一次信頼性設計法 (FORM)

(1) 破壊確率

いま、耐力と荷重効果がそれぞれただ一つの正の領域をとる互いに独立な確率変数 R および S により表現されるものと仮定し、 S が R を上回った状態において破壊が生じるものとする。 R および S の確率密度関数をそれぞれ $f_R(x)$ 、 $f_S(y)$ 、確率分布関数をそれぞれ $F_R(x)$ 、 $F_S(y)$ とし、 R と S の結合確率密度関数を $f_{R,S}(x, y)$ とすると、破壊確率 p_f は $f_{R,S}(x, y)$ を領域 $0 < R < S$ で積分することにより得られる。すなわち、

$$p_f = \int_0^{\infty} \int_0^y f_{R,S}(x, y) dx dy = \int_0^{\infty} \int_x^{\infty} f_{R,S}(x, y) dy dx \quad (1)$$

ここで、 R と S が互いに独立な場合は、 $f_{R,S}(x, y) = f_R(x) f_S(y)$ となるため、式(1)は式(2)のように変換できる。

$$p_f = \int_0^{\infty} f_S(y) F_R(y) dy = \int_0^{\infty} f_R(x) [1 - F_S(x)] dx \quad (2)$$

次に、より一般的な表現として、確率変数が2個よりも多い場合を考える。構造物の荷重作用時の破壊可能性を表す性能関数 Z を確率変数 X_i を用いて式(3)のように表現する。

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3)$$

破壊局面は $Z=0$ により表現され、 Z が正の領域は構造物が安全な領域にあることを示す。これより破壊確率は破壊領域 $g(X) < 0$ において確率変数 X_1, X_2, \dots, X_n の結合確率密度関数 $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ を積分することにより得られる。すなわち、

$$p_f = \int_{g(X) < 0} \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (4)$$

式(4)は、構造物の破壊確率を算出する際の最も一般的な表現であるが、確率変数の結合確率密度関数を算出することは一般的に困難であることが多く、同時に式(4)の多重積分を実施することは容易ではない。このため、式(4)の多重積分と等価な値を得るための近似法が提案されている。それらがFORM(First-Order Reliability Method)およびSORM(Second-Order Reliability Method)であり、性能関数のある状態においてテーラー展開することにより破壊確率と関連付けられる安全性指標を算出するものである。性能関数のテーラー展開を1次の項まで考慮するものがFORMであり、2次の項まで考慮するものがSORMである。一般的には、取扱が容易なFORMが用いられることが多い。以下では、FORMによる安全性指標の算出方法について述べる。

(2) Cornell タイプの安全性指標

Cornell タイプの安全性指標は、性能関数を平均値回りでテーラー展開することにより安全性指標を算出するものである。Cornell(1969)は、確率変数がただ2つの最も簡単な場合について安全性指標の算出方法を示したが、以下ではより一般的な条件について述べる。

性能関数に含まれる確率変数がすべて互いに独立な正規確率変数であるとする。性能関数(3)を2次以上の項を無視して平均値回りでテーラー展開すると次のようになる。

$$Z = g(\mu_x) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - \mu_{X_i}) \quad (5)$$

ここに、記号 μ は、その添字の変数に関する平均値である。性能関数の平均値と標準偏差は、それぞれ式(6)および式(7)により得られ、安全性指標 β は式(8)により得られる。ただし、記号 σ は、その添字の変数に関する標準偏差である。

$$\mu_z \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (6)$$

$$\sigma_z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (7)$$

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2}} \quad (8)$$

もっとも簡単な例について、幾何学的な観点から安全性指標について説明すると次のようである。確率変数が R および S の2種類のみでかつ線形な式(9)の性能関数を考える。

$$Z = R - S \quad (9)$$

安全性指標 β は、図-1に示すように、性能関数の平均値と原点の距離に関係した値である。図より明らかなように、 β の値が大きいほど安全な領域が大きく、破壊確率が小さいことを示している。幾何学的な関係より、安全性指標は式(10)により算出される。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (10)$$

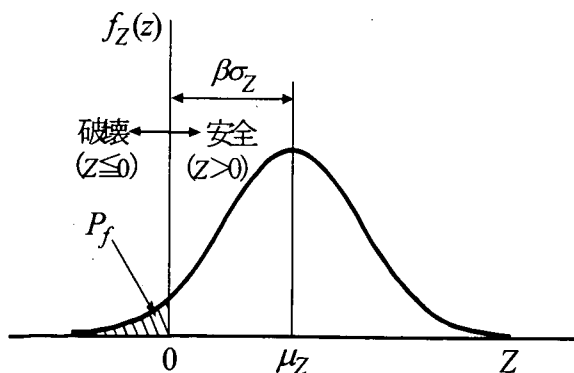


図-1 安全性指標

この Cornell タイプの安全性指標は、性能関数が正規

確率変数の1次式の場合は破壊確率との対応がつくが、性能関数が非線形の場合には破壊確率との対応が正確ではなくなるほか、性能関数の定義の仕方によって安全性指標の値が変わるなどの問題を有している。このために提案されたのが次に述べる Hasofer-Lind タイプ(1974)の安全性指標である。

(3) Hasofer-Lind タイプの安全性指標

性能関数が互いに独立な正規確率変数から構成されるとする。まず、確率変数 X_i の正規化を式(11)に示すように行う。

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (11)$$

ここに、 μ および σ は、その添字の変数に関するそれぞれ平均値および標準偏差である。式(11)を用いることにより、破壊局面は原座標系における $g(\mathbf{X})=0$ から、変換座標系における $g(\mathbf{X}')=0$ に変換される。変換座標系において原点との距離が最小となる破壊局面上の点は、破壊点または設計点と呼ばれる。破壊の可能性を表す安全性指標は、変換座標系における原点と破壊点の距離として表され、式(12)のように表現することができる。ここに、記号*は破壊点における値であることを示す。線形な性能関数について、安全性指標を幾何学的に表現したものが図-2である。

$$\beta = \sqrt{(\mathbf{x}^*)'(\mathbf{x}^*)} \quad (12)$$

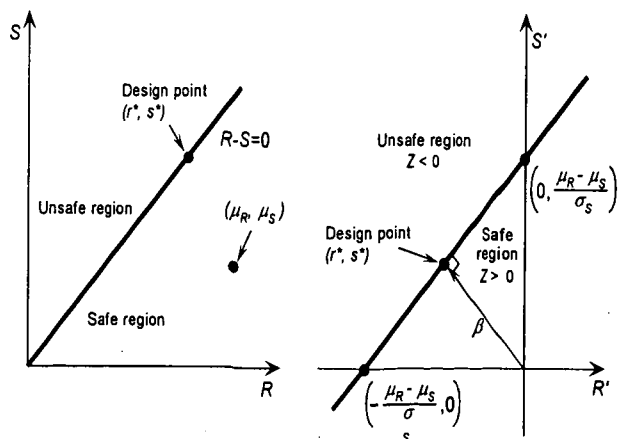


図-2 線形な性能関数に対する安全性指標

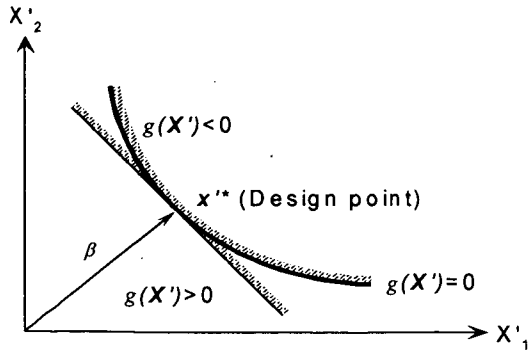


図-3 非線形な性能関数に対する安全性指標

一般的な場合として、確率変数が2個よりも多く、変換座標系における性能関数が非線形の場合においても、図-3に示すように破壊点は変換座標原点と破壊局面との距離が最小となる点である。

しかしながら、性能関数が非線形の場合、破壊点を幾何学的な関係から簡単に求めることはできず、収束計算を行う必要がある。すなわち、式(13)に示す最適化問題を解く必要がある。

$$\text{Minimize } D = \sqrt{\mathbf{x}'\mathbf{x}} \quad (13)$$

$$\text{S. T. } g(\mathbf{x}) = g(\mathbf{x}') = 0$$

ラグランジュの未定係数決定法を用いることにより、式(13)の解は式(14)のように得られる。ここに、記号*は、破壊点における値であることを示す。変換座標系における破壊点は、式(15)により与えられ、破壊局面の線形化近似を行い、探索を繰り返すことにより求められる。 α_i は X'_i 軸における方向余弦であり、式(16)により与えられる。

$$\beta = - \frac{\sum_{i=1}^n x'_i \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^{2*}}} \quad (14)$$

$$x'_i = -\alpha_i \beta \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (15)$$

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^{2*}}} \quad (16)$$

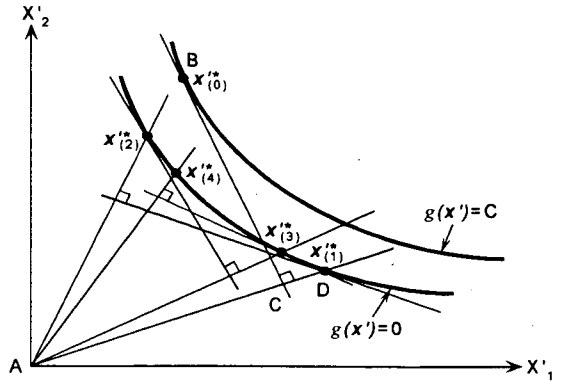


図-4 安全性指標の算出方法

図-4に示すように、安全性指標は各探索点における線形化近似により繰り返し計算を行い収束値を求めることにより得られる。図-4に示す例では、B点が最初の近似ポイントである。この値は、通常すべての確率変数に平均値を代入することにより得られるが、変換座標系における限界状態面上 ($g(\mathbf{x}')=0$) には存在しないことが多い。1回目の繰り返し計算においては、B点における接線と変換座標原点とを結んだ直線ACをもとにして、限界状態面上における点Dを求め、安全性指標を計算する。そして、同様な手順で安全性指標が収束するまで収束計算を繰り返す。

性能関数が正規確率変数であるとき、破壊確率 p_f と安全性指標 β は式(17)に示す関係にある。

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (17)$$

ここに、 Φ は標準正規確率分布関数である。

図-5はその場合の破壊確率と安全性指標の関係を示したものである。設計用の破壊確率の目標値を定めると、それに対応した安全性指標の値 β_T が定まる。この β_T を目標安全性指標と呼ぶ。

2.3 レベル1信頼性設計法

レベル1信頼性設計法の安全性照査式の基本を示すと式(18)のようになる。

$$\gamma_R R_k \geq \gamma_S S_k \quad (18)$$

ここに、

γ_R : 耐力に関する安全係数

γ_S : 荷重効果に関する安全係数

R_k : 耐力の特性値

S_k : 荷重効果の特性値

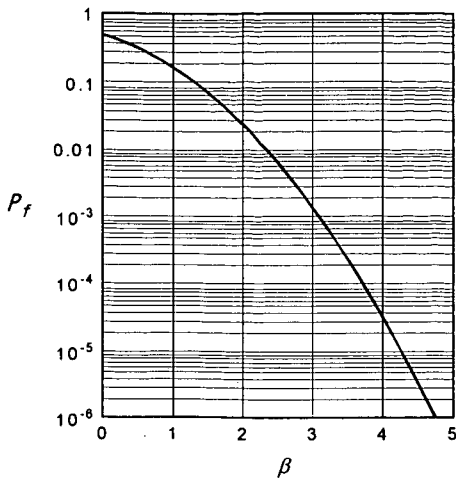


図-5 破壊確率と安全性指標の関係

式(10)に分離係数 α_R , α_S を導入して式(19)の近似関係を利用することにより, 安全係数が式(20)~式(21)により得られる. 分離係数は, 0.7~0.75 程度の値である(図-6参照). こうして求めた安全係数を用いることにより, 式(18)は式(10)と近似的に等価なものになる.

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \approx \alpha_R \sigma_R + \alpha_S \sigma_S \quad (19)$$

$$\gamma_R = (1 - \alpha_R \beta_T) \frac{\sigma_R}{\mu_R} \frac{\mu_R}{R_k} \quad (20)$$

$$\gamma_S = (1 + \alpha_S \beta_T) \frac{\sigma_S}{\mu_S} \frac{\mu_S}{S_k} \quad (21)$$

このように, レベル1の信頼性設計法では, 構造物の破壊確率を直接扱った計算は行わないが, 破壊確率が許容値以下になるように設定した安全係数を用いて設計計算を行うことによって, 安全性をコントロールすることが特徴である.

ここに示した例は性能関数が線形の簡単な場合であるが, 実際の構造物の安全性照査式は複雑な非線形のものとなることが多いため, 安全係数などの設定を理論的に行うことは困難を伴い, キャリブレーションを実施して最適な安全係数を設定する必要がある.

2.4 目標安全性指標

信頼性設計法においては, 構造物の許容安全性の目標値をいかに定めるかが重要となる. その方法には以下のものがある(星谷ほか, 1986).

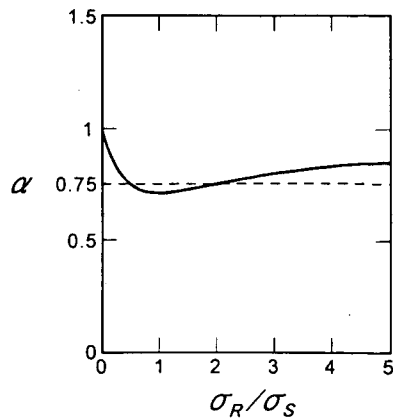


図-6 分離係数 α

- ① 事故統計に基づく方法
- ② 現行設計基準類へのキャリブレーションに基づく方法
- ③ 他の災害危険性との比較による方法
- ④ 人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法
- ⑤ 期待総費用最小化に基づく方法

港湾構造物の特性を考慮すると, 設計基準類へ導入する汎用的な目標安全性水準の定め方として現時点で最も適切と判断される方法は②の「現行設計基準類へのキャリブレーションに基づく方法」であると判断される. このため, 本研究においては, この方法に従って信頼性設計手法を検討する.

この方法は, 現行の設計基準類により設計された種々の構造物の安全度を求めて, その資料に基づき目標安全性を定める方法である. 諸外国では, この方法により数多くの信頼性設計法による基準を策定している. 現行基準類が最適解を与えていない場合には採用することが適切とはいえないが, 現行設計法は数多くの実績を持ち, 十分な信頼性が得られていると判断されることから, この方法の採用が最も有力と判断した. なお, キャリブレーションの方法としては, 信頼性設計法による安全性の平均値を現行設計基準類と同程度にする方法が一般的であり, 建設コストは同程度に保ちながら合理的な設計を行うことが可能になると期待される.

3. 設計パラメータの従う確率分布の推定

3.1 不確定要因の抽出

ケーソン式防波堤の部材安全性照査に関係する不確定要因を抽出すると以下の通りである.

①中詰砂土圧

ケーソンの中詰材料としては砂が用いられ、現行設計法においては土圧係数を0.6としている。また、図-7に示すように、土圧強度は内法に等しい深さまでは増加するが、それ以深においては土圧の増加を考慮しないこととしている(港湾基準, 1999)。この手法は実測に基づいて定められたものではなく、非常に不確定な要因を多く含んでいる。

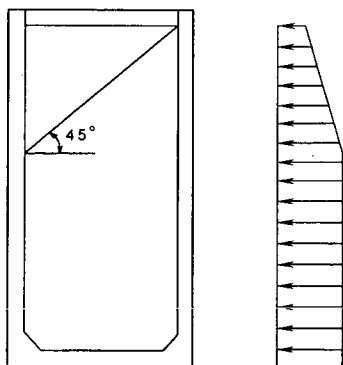


図-7 現行設計法で用いる中詰砂土圧分布 (港湾基準, 1999)

②断面力算定精度

ケーソン式防波堤の設計に用いる断面力算定には、薄い板に分布荷重が作用した状態における解析解を適用するが、実際に構造物に作用する荷重分布と設計で考慮する荷重分布には違いがある。このため、設計では安全側を考慮して、断面力が大きくなるような分布荷重作用を想定しており、不確定な要因を含んでいる。

③材料強度

鉄筋コンクリート部材の終局曲げ耐力に関係する材料強度は、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の引張降伏強度である。このうちコンクリート圧縮強度については、現場における製作となることから設計時との差が生じることは避けられない。また、鉄筋の引張降伏強度については、工場製作であることからある一定の精度は保たれていると考えられるもの、やはり確率変動を有すると考えられる。

④終局曲げ耐力算定精度

鉄筋コンクリート部材の終局曲げ耐力評価においては、材料非線形性を考慮して、コンクリートの応力度分布を矩形に仮定して算定を行う(図-8)。終局曲げ耐力算定に関する不確定要因としては、この終局限界状態のモデルの精度に起因する要因が考えられる。

⑤断面諸元精度

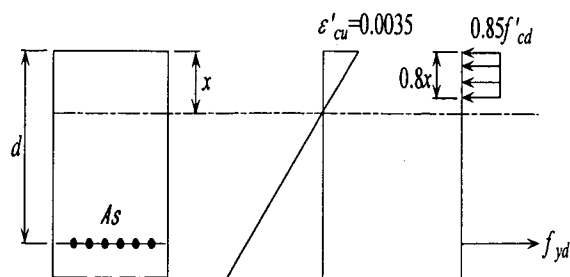


図-8 終局限界状態検討モデル

断面諸元のうち、部材の寸法などは施工管理により設計時との差はごく僅かであると考えられる。しかしながら、鉄筋の配置位置(有効高さ)については、現場での組立に起因する多少の誤差が考えられる。

これら以外の不確定要因としては、ケーソン式防波堤の外的安定と共通する項目である波力およびケーソン構成材料の単位体積重量に関連する要因があげられる。波力及びケーソン構成材料の単位体積重量については長尾(2001e)を参照されたい。

3.2 設計パラメータの従う確率分布

前項で抽出した不確定要因の従う確率分布を推定する。式(22)に示すように、各変数の平均値とその設計用値の比を α 、各変数の変動係数を V と定義し、 α 及び V の従う分布を検討する。

$$\alpha = \frac{\mu_X}{X_d} \quad (22)$$

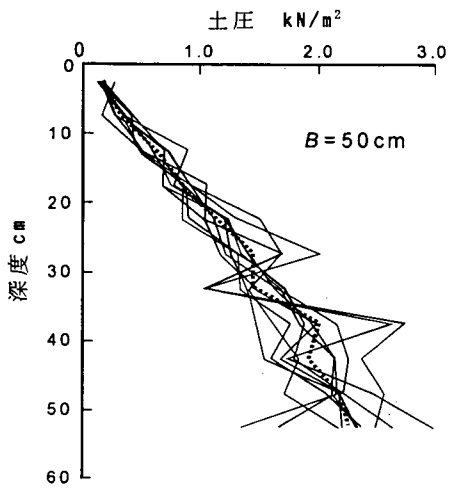
ここに、

μ_X : 確率変数 X の平均値

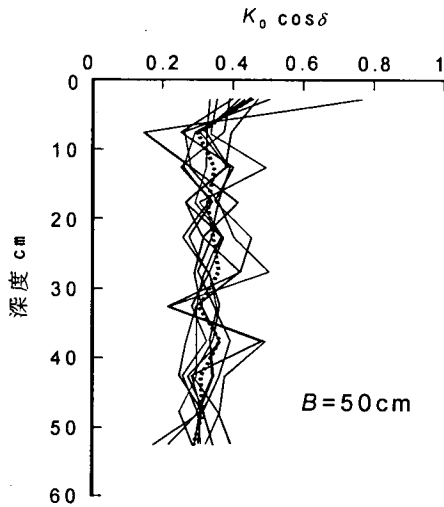
X_d : 確率変数 X の設計用値

①中詰土圧

中詰砂による静止土圧の分布に関する実験結果の例を図-9に示す(菊池ほか, 1995)。壁高 $H=80\text{cm}$ 、壁幅 $B=50\text{cm}$ の条件における結果であり、(a)は土圧強度の深度分布であり、(b)は土圧係数の深度分布を示している。図より分かるように、土圧強度は深度方向に単調に増加している。菊池らは壁幅 B を20,30,50,80,180cmと変化させて実験を行っており、壁高と壁幅の比 H/B の値が大きくなると土圧係数はサイロ効果により小さくなる。土圧係数の変動係数は0.05程度である。防波堤ケーソンにおいては、標準的な H/B の値は2~4程度と考えられるが、土圧係数の平均値は H/B が4以上の場合0.3~0.35程度、 H/B



(a) 土圧強度深度分布



(b) 土圧係数深度分布

図-9. 中詰砂静止土圧実験結果(菊池ほか,1995)

が2以下の場合0.4程度である。また、壁間隔が小さくなると土圧係数は深部で小さくなる傾向にある。このように、実際の中詰土圧分布は現行設計法で想定している分布とは大きく異なるため、現行設計法の中詰土圧分布を用いて実際の中詰土圧の従う確率分布を表現することは困難と考えられる。よって、本研究においては壁高と壁間隔の比 H/B に応じて深度方向に一定の値を持つ土圧係数を想定する。また、土圧係数は正規分布に従い、その設計用値は H/B が2.0未満の場合0.40、2.0以上4.0未満の場合0.35、4.0以上の場合0.30とする。平均値を設計用値としたため、 $\alpha = 1.0$ となる。変動係数としては0.05を想定する。

②断面力算定精度

断面力算定精度に関する有効な資料は不足している。ここでは、不規則な荷重分布を等分布荷重や三角形分布荷重に換算する際の精度を考慮し、断面力算定に関する α は1.0(平均値の偏りなし)とし、変動係数 V として0.15を仮定する。

③材料強度

材料強度のうち、まずコンクリートについて検討する。港湾構造物で用いられることの多い呼び強度 24N/mm^2 のコンクリートについて、標準養生を行った供試体の28日圧縮強度の頻度分布を図-10に示す(南ほか,1991)。圧縮強度の分布は正規分布に従い、供試体強度と呼び強度の比の値は平均的に1.25程度、強度の変動係数は0.05程度である。このように、コンクリート強度のばらつきはそれほど大きくなく、特性値(呼び強度)を供試体強度が下回る確率は 10^{-4} 程度となる。

次に鉄筋について考察する。鋼材は、JISの保証降伏点に対して不合格率がほぼ0になるように、保証値 $+3\sigma$ が平均となるように作られる(コンクリート工学ハンドブック,1981)。図-11に、異形鉄筋降伏強度のばらつきの例を示す(日本建築学会,1987)。また、(財)日本建築総合試験所が1985年度に実施した鉄筋コンクリート用鋼棒に関する試験結果によると、港湾構造物に用いられることの多いSD345クラスについて、D10~D38のすべての径に対する降伏強度の平均値は保証降伏点強度の1.14倍、変動係数は0.05である(日本建築学会,1990)。図-12にSD345の異形鉄筋に関する降伏点、引張強度および伸びの分布を示す(日本建築学会,1990)が、降伏強度は鋼材の径によっても多少ばらつきがある。鋼材の引張強度はJIS規格において上下限值が定められているが、降伏強度については下限値のみ定められているため、降伏強度については対数正規分布に従うとされている。いま、対数正規分布を仮定して降伏点強度と保証降伏点強度の比の分布を描くと図-13のようになる。図より明らかなように、変動係数が小さいため降伏点強度と保証降伏点強度の比の分布を正規分布と見なしても実用上問題がないと判断されることから、本研究ではこの比の分布としては $\alpha = 1.14$ 、 $V = 0.05$ の正規分布を想定する。

④終局曲げ耐力算定精度

終局曲げ耐力に関する算定式と単鉄筋梁の曲げ破壊実験結果の比較を図-14に示す(ACI-ASME,1975)。図中に示した算定式は、364本の梁の実験結果をもとに、最小二乗法により求められたもので、港湾基準(1999)においてもこの式を用いている。ケーソン式防波堤の場合、鉄筋比 p は1.0%程度未満であり、使用する鉄筋はSD345、コンクリートの呼び強度は 24N/mm^2 とすることが標準的であ

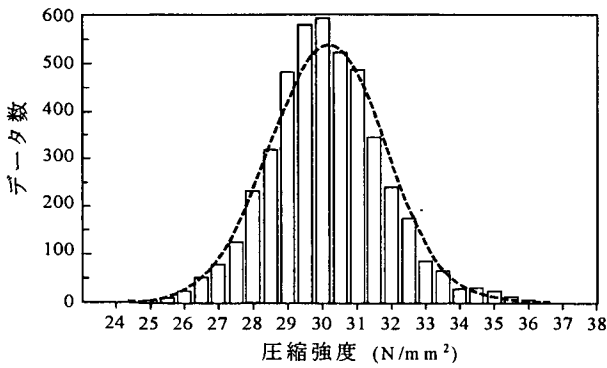


図-10 コンクリート強度分布(南ほか,1991)

る。このため、ケーソン式防波堤の曲げ耐力は図中に点線で示した $p=1\%$ の線よりも左側の領域にあると考えてよく、単鉄筋梁の終局耐力算定式は実測値のほぼ下限を与えることがわかる。図より、曲げ耐力とその算定式の比は、 $\alpha=1.13$ 、 $V=0.14$ の正規分布に従うと仮定する。

⑤断面諸元精度

断面諸元の計画値と施工された施設の値の違いは、断面諸元精度として考慮する。断面諸元のうち、部材幅、部材厚さに関しては、施工管理により通常 $\pm 1\text{cm}$ 程度の誤差に抑えられているため影響は低いものと考えられる。ただし、耐力に関係する有効高さについては現場における鉄筋組立の精度による影響が考えられる。このため、 $\alpha=1.0$ (平均値の偏りなし)、 $V=0.05$ と仮定した。

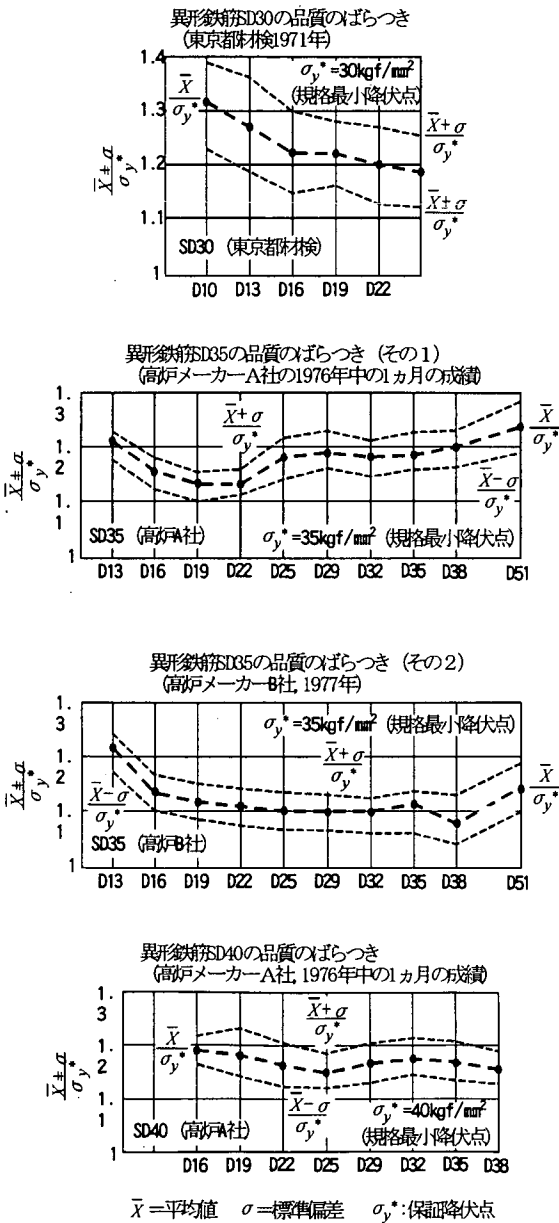


図-11 異形鉄筋の降伏強度のばらつき (日本建築学会, 1987)

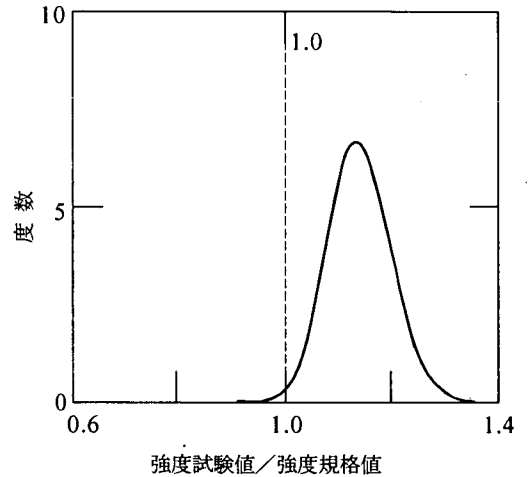


図-13 異形鉄筋の強度の分布

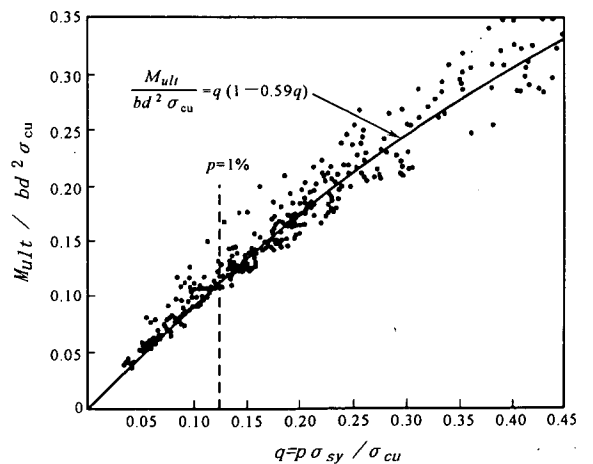
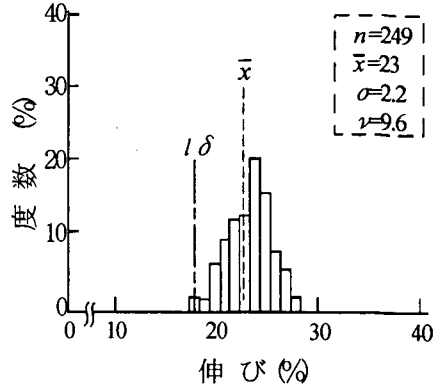
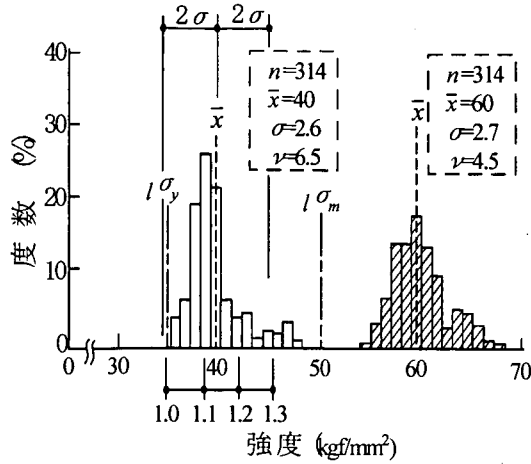
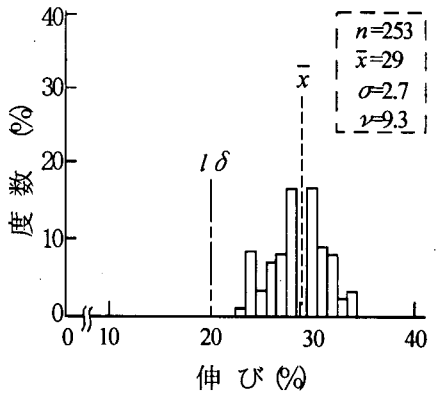
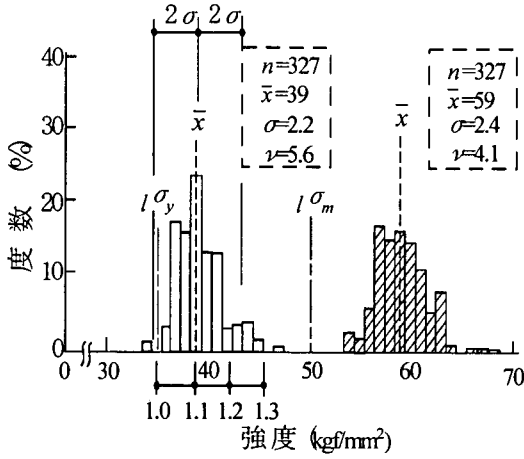


図-14 終局曲げ耐力算定精度(ACI-ASME,1975)

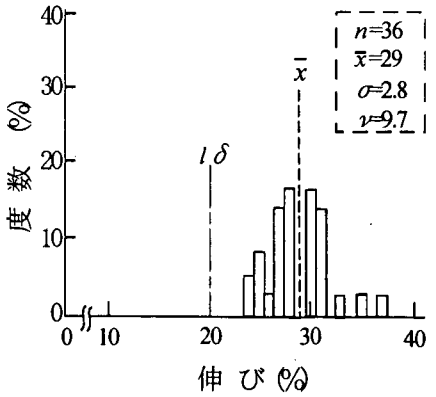
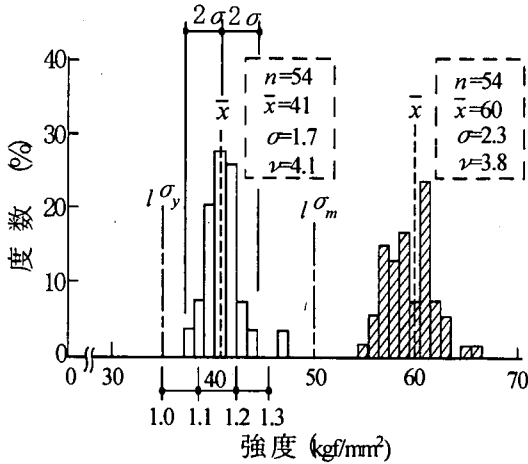
D19



D25



D32



[注] 図中の n :データ個数, \bar{x} :平均値(kgf/mm²), σ :標準偏差(kgf/mm²), ν :変動係数(%), $l\sigma_y$:降伏点下限値, $l\sigma_m$:引張強度下限値, $l\sigma$:伸び下限値を示す。

図-12 異形鉄筋の降伏点, 引張強度および伸びの分布(SD345)(日本建築学会,1990)

以上の結果をまとめて、ケーソン式防波堤部材の終局曲げ安全性に関するパラメータの従う分布を表-2に示す。このほかのパラメータ（波力、ケーソン構成材料単位体積重量）の従う分布などについては、長尾(2001e)において検討した結果を用いている。

表-2 設計パラメータの従う確率分布

	α	V
波力(水平波圧, 揚圧力)		
沖波波高推定精度	1.00	0.10
波浪変形計算精度		
水深変化緩	0.97	0.04
水深変化急	1.06	0.08
碎波変形推定精度	0.87	0.10
波力算定式推定精度		
ケーソン式混成堤	0.91	0.19
消波ブロック被覆堤波	0.84	0.12
潮位		
$r_{wl}=1.5$	1.00	0.20
$r_{wl}=2.0, 2.5$	1.00	0.40
単位体積重量		
鉄筋コンクリート	0.98	0.02
無筋コンクリート	1.02	0.02
中詰砂	1.02	0.04
中詰土圧係数		
$H/B < 2.0$	0.40	0.05
$2.0 \leq H/B < 4.0$	0.35	0.05
$4.0 \leq H/B$	0.30	0.05
断面力算定精度	1.00	0.15
材料強度		
コンクリート	1.10	0.05
異形鉄筋	1.14	0.05
終局曲げ耐力算定精度	1.13	0.14
断面諸元精度	1.00	0.05

注) α : 平均値の偏り (平均値/設計用値)
 ただし、土圧係数については平均値
 V : 変動係数

4. 解析方法

現行設計法による防波堤の終局曲げ安全性水準を評価するため、近年の全国における防波堤の設計事例のうち、5例を収集した。収集した事例の条件は表-3に示すとおりである。表中の幅 B は、フーチングを含まない値を示している。なお、X港については、終局限界状態波高および水深に関してT港に近い値を持つが、隔壁数および使用限界状態波高などが異なることから、隔壁スパン

表-3 検討対象施設

港名	M港	N港	O港	T港	X港	
終局限界	波高(m)	7.5	13.4	14.3	13.1	13.1
	周期(s)	13.0	13.5	13.0	14.0	13.5
使用限界	波高(m)	4.6	7.2	6.9	7.2	9.2
	周期(s)	8.5	8.5	8.5	8.5	10.8
水深(m)	-12.3	-21.0	-29.5	-17.0	-16.0	
ケーソン設置水深(m)	-7.0	-16.0	-18.5	-13.0	-13.0	
ケーソン寸法(m)	B	10.5	22.0	20.0	19.3	19.0
	H	9.5	17.0	19.0	15.0	15.0
	L	14.0	17.0	14.0	13.0	12.0
法線平行方向隔壁数	3	4	3	3	3	
法線直角方向隔壁数	2	5	4	5	4	

表-4 検討条件

	波の山	波の谷	静穏時	浮遊時	注水時
底版	○	○		○	
側壁					
①港外側	○	○		○	
②港内側			○	○	
③法線直角		○		○	
隔壁					○

表-5 安全係数(港湾基準,1999)

安全係数		終局限界	使用限界	疲労限界
材料係数 (γ_m)	コンクリート	1.30	1.00	1.30
	鉄筋およびPC鋼材	1.00	1.00	1.05
荷重係数 (γ_f)	永久荷重	1.10(0.90)*1	1.00	1.00
	変動荷重			
	波力	1.30(0.70)*1	1.00	1.00
	波力以外の荷重	1.20(0.80)*1	1.00	1.00
	偶発荷重	1.00	-	-
構造解析係数 (γ_e)		1.00	1.00	1.00
部材係数 (γ_b)		1.15	1.00	1.00
構造物係数 (γ_i)		1.00~1.10*2	1.00	1.00

*1 () 内の数値は、その荷重と合計荷重の作用方向が異なる場合

*2 偶発荷重作用時1.00, それ以外の場合1.10

長などの諸条件の影響を考慮するため検討対象としている。

荷重作用条件は、現行設計法に準じて表-4の通りとする。ここに、波の山および波の谷とは、それぞれ港外側壁面に波の山および波の谷がある状態を指す。また、浮遊時とはケーソン曳航時、注水時とはケーソン沈着時を指す。表-5に港湾基準(1999)で用いている安全係数のうち、ケーソン式防波堤の曲げ安全性照査に関する係数を示す。

図-15 に、各部材における荷重作用モデルを示す。なお浮遊時の検討においては、喫水に 1.0m の余裕を加えて静水圧の作用を考慮し、注水時には左右の隔室の水位差として 1.0m を考慮する(港湾基準,1999)。

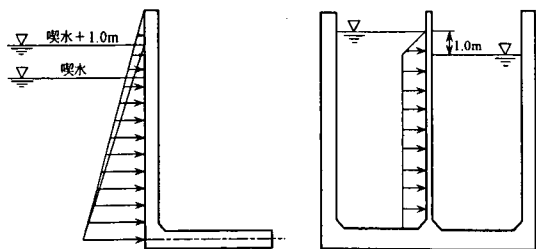
ケーソン式防波堤の部材設計は、限界状態設計法により行われ、材料係数、部材係数、構造解析係数、荷重係数、構造物係数の 5 種類の係数を考慮する。収集した断面はすべて許容応力度法で設計されたものであるため、安全性指標の算出にあたり、まず現行の限界状態設計法に従って鉄筋量を算出した。その際、各部材を 4 辺固定もしくは 3 辺固定の板として取り扱い、板を等間隔に分割した格子点毎に断面力を算出し、必要となる鉄筋量を算出する。このとき、コンクリート標準示方書設計編(1996)に準じて、曲げ部材の最小鉄筋比として 0.2% を考慮した。さらに、鉄筋配置にあたっては、使用する鉄筋を D13~D25 とし、配置間隔は 10~40cm の範囲で 10cm ピッチとした。また、異なる径の鉄筋を組み合わせる場合、径の差は 2 ランク以内とした。最小限の配置は D13 鉄筋の 40cm ピッチとした。これらはいずれもケーソン式港湾構造物における従来の鉄筋配置の考え方を踏襲したものである。

安全性指標の算出にあたっては、表-2 に示したパラメータのそれぞれを確率変数として取り扱い、荷重作用時の断面力と断面耐力をもとに性能関数を定義する。

荷重作用による断面力 M_S 及び断面耐力 M_R は、それぞれ式(23)および式(24)によって与えられる。

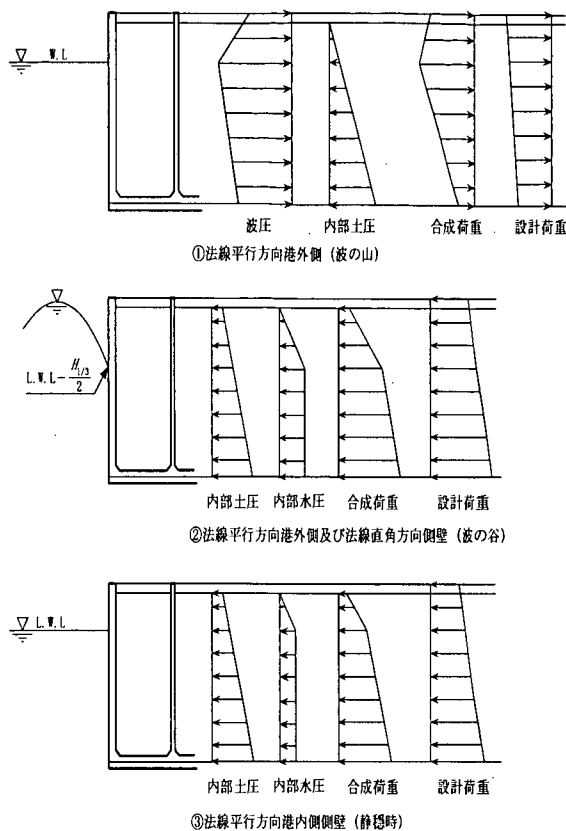
$$M_S = \kappa C q L^2 \quad (23)$$

$$M_R = \lambda \xi A_s f_{yd} d \left(1 - \frac{p_w f_{yd}}{1.7 f'_{cd}} \right) \quad (24)$$

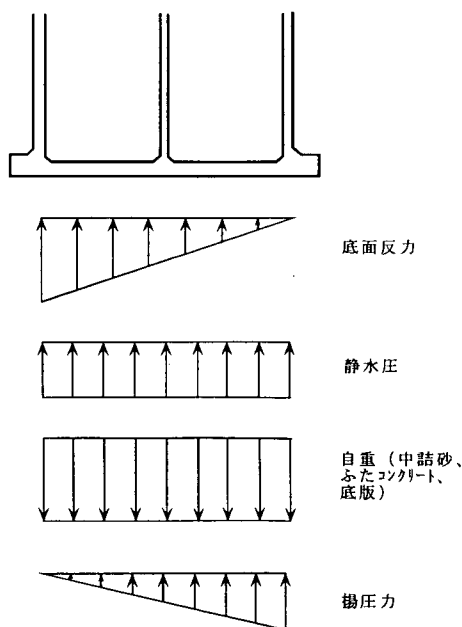


(a)側壁浮遊時 (b)隔壁注水時

図-15 荷重作用モデル



(c)側壁



(d)底版

図-15 荷重作用モデル(続き)

ここに、

- κ : 断面力算定精度パラメータ
- C : モーメント係数
- q : 分布荷重
- L : スパン長
- λ : 断面耐力算定精度パラメータ
- ξ : 断面諸元精度パラメータ
- A_s : 引張鉄筋量
- d : 有効高さ
- p_w : 鉄筋比
- f_{yd} : 鉄筋引張降伏強度
- f'_{cd} : コンクリート圧縮強度

各部材について安全性指標を上述した格子点毎に算出するが、算出にあたっての考え方を述べると次の通りである。

まず底版については、底面反力分布の形状判定を行う必要がある。本研究においては、現行設計法と実際の平均的な反力分布形状が異なることを考慮し、すべての荷重を平均値として底面反力分布形状を決定した。従って、安全性指標の算出における反力分布形状と設計における反力分布形状は異なる場合がある。次に、図-15(d)に示した荷重のうち底面反力とケーソン構成材料自重などは相関性を有するため、互いに独立なケーソン構成材料自重と水平波力等を用いて底面反力を表現した。

側壁については、波の谷の条件については沖波波高推定精度、波浪変形計算精度、砕波変形推定精度を考慮した有義波高 $H_{1/3}$ の分布を考慮する。また、浮遊時については、喫水は基本的にケーソンの寸法及び重量に依存するが、これらのばらつきは小さいことから確定的に考える。ただし、現行設計法で考慮している+1.0mの余裕高さについては、 $\alpha=1.0$ 、 $V=0.1$ の正規分布を仮定した。隔壁については、隔壁間の水位差 1.0m について、 $\alpha=0.85$ 、 $V=0.10$ と仮定した。ここで、隔壁の内的安定検討は、断面力が最も大きくなる状態として、ひとつの隔壁の水位が隔壁の頂点に達した場合について行うため、水位差の上限值が 1.0m であることを考慮して分布形状を仮定した。

5. 現行設計法における安全性水準と目標安全性

5.1 安全性指標の算出

安全性指標の算出は、部材別・荷重作用条件別に行うが、底版については各荷重作用条件において作用が最も大きくなる箇所を対象に行った。すなわち、波の山にお

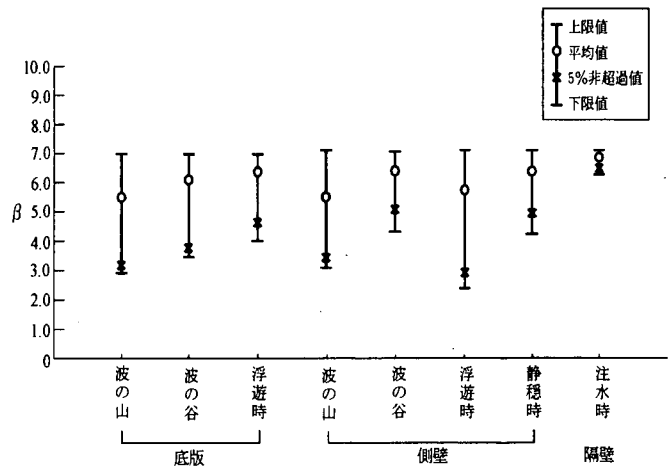


図-16 現行設計法による安全性指標分布

いては港内側隔壁、波の谷においては港外側隔壁を対象とした。側壁については、港外側や港内側などの方向別にスパン長の最も長い部材を対象とした。隔壁についても、ケーソンの中で最もスパン長の長い部材を対象とした。

解析対象とした施設の安全性指標の算出結果を部材別・荷重条件別に示すと図-16の通りである。安全性指標の平均値を部材別に見ると、底版については波の山の条件に対して安全性指標平均値が最も小さく 5.5 となり、次に波の谷の 6.1、浮遊時の 6.4 となる。側壁については、波の山の平均安全性指標が 5.6 と最も小さく、次に浮遊時の 5.8、波の谷の 6.4 となり、静穏時は 6.5 と最も高い。隔壁の平均安全性指標は 6.9 である。このように部材別・荷重条件別に多少のばらつきはあるものの、5.5~6.9 の範囲の安全性指標平均値は非常に大きく、外的安定(長尾,2001d)と比較すると破壊可能性が非常に低いことが分かる。

次に安全性指標の下限值について検討すると、下限値についてはややばらつきが大きい。すなわち、底版については、波の山の場合は 2.9、波の谷の場合は 3.5、浮遊時については 4.0 であり、波の山以外の条件については安全性指標下限値も非常に大きく、安全性が非常に高いことが特徴である。側壁では、波の山の場合 3.1、波の谷で 4.3、浮遊時 2.4、静穏時 4.3 となり、浮遊時および波の山の場合にやや小さな安全性指標となる箇所が存在するものの、それ以外の条件においてはやはり安全性指標下限値は非常に大きい。また、隔壁については安全性指標の分布範囲が狭く、下限値についても 6.4 と非常に大きな値を示す。このように、安全性指標の下限值についても、

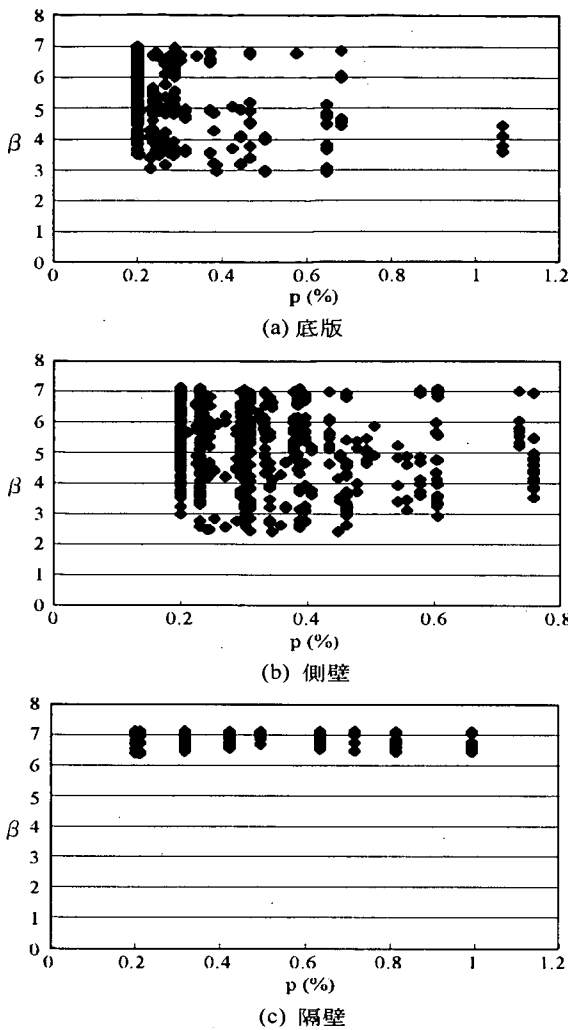


図-17 鉄筋比と安全性指標の関係

外的安定に関する総合安全性指標(長尾,2001e)の平均値を上回っており、外的安定と内的安定で安全性水準に大きな違いがあることがわかる。

図-17には鉄筋比 p と安全性指標 β の相関を部材別に示した。すべての荷重条件を併せてプロットしてある。鉄筋比と安全性指標の間には明瞭な相関は認められない。底版においては鉄筋比が0.6%程度であっても安全性指標が3.0程度となる箇所が存在する。また、側壁についても、鉄筋比が0.5%程度でも2.5程度の安全性指標となる箇所が存在する。

ここで得られた安全性指標の分布について検討する。まず、各部材について平均的な安全性指標が6.0程度と非常に大きな値を示す理由は、現行設計法が旧基準の許容応力度法と同程度の安全性を保つように設定された(長尾,1994)ことが大きな理由である。許容応力度法においては、およそ安全率として1.8程度を見込んでいたため、外

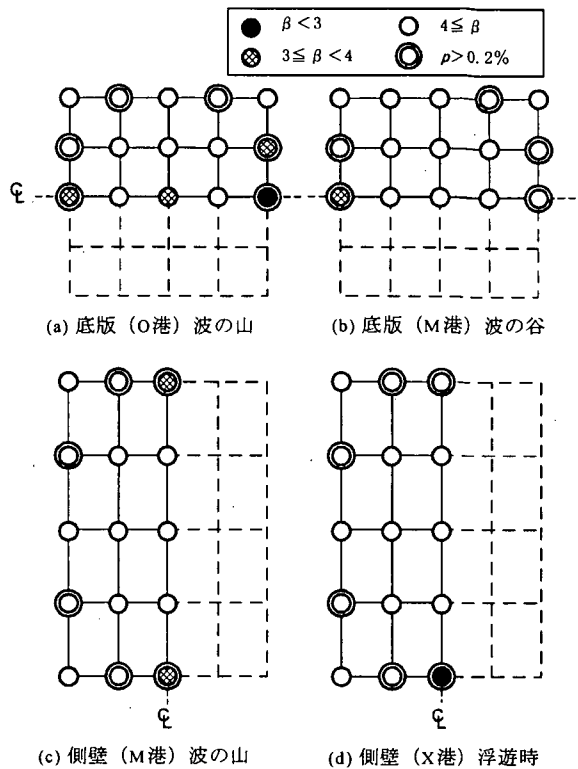


図-18 安全性指標の平面分布

的安定の滑動安全率 1.2 などと比較すると非常に安全に設計されていたことになる。外的安定に関する安全性指標の平均値 2.4(長尾,2001e)と内的安定に関する平均値 6.0 程度の差はこの点で説明できると考えられる。

図-18には底版の波の山及び波の谷(法線直角方向配筋)、側壁の波の山および浮遊時(鉛直方向配筋)の各条件について、最小の安全性指標が算出された断面の安全性指標の平面分布を格子点毎に示した。図中、◎は鉄筋比が0.2%を上回る格子点を示しており、それ以外の箇所は最小鉄筋比の規定により必要鉄筋量が決定していることを示す。図より、端部及びスパン中央部の断面力の最も大きくなる箇所でも小さな安全性指標が算出されていることがわかる。

安全性指標の最小値のうち、側壁の浮遊時については他の部材及び条件と比較してやや低い安全性指標最小値が算出されているが、この理由について考察すると次のようである。側壁の浮遊時については、図-18(d)に示すようにX港の港外側側壁のスパン中央下端において最小の安全性指標 2.4 が算出される。この箇所は、波の山作用時においては安全性指標が 3.7 であり、浮遊時の方が小さな安全性指標となる。スパン中央部下端は浮遊時において最も荷重強度の大きくなる箇所であり、この箇所の浮遊時における荷重強度の値は波の山作用時に近い値とな

る。しかしながら、波力については表-2に示したように設計用値は平均値の125%程度であり、かつ荷重係数1.3を考慮するため安全側の設定となる。いっぽう、浮遊時については荷重設計用値は平均値にほぼ一致し、荷重係数は永久荷重であるため1.1を考慮する。このため対象としたX港においては相対的に波の山作用時よりも浮遊時の方が安全性が低くなったと考えられる。下端以外の箇所においては、すべて浮遊時よりも波の山作用時の方が小さな安全性指標が算出されている。また、底版浮遊時については、荷重強度が波の山作用時などと比較して小さいため、安全性指標としては大きな値となる。なお、安全性指標算出時に計算される分離係数より判断されるパラメータの影響度合いとしては、波力の影響を受ける部材における水平波圧、終局曲げ耐力算定精度、断面諸元精度、断面力算定精度などの影響が高く、他のパラメータの影響度合いは比較的低いことが分かった。

以上みてきたように、ケーソン式防波堤の内的安定に関する安全性指標は、平均的には非常に大きいものの、ばらつきが大きいことが特徴である。以下では、内的安定に関する目標安全性について、外的安定との比較の観点より検討を行う。

5.2 外的安定との比較による目標安全性の検討

ケーソン式防波堤の内的安定に関する目標安全性について、期待総費用の観点から検討を行う。外的破壊と内的破壊のそれぞれについて、初期建設費と破壊による復旧費用の期待値の和で表現される期待総費用を考える。期待総費用は式(25)に示したとおりである。

$$ELC = C_i + P_f C_f \quad (25)$$

ここに、

ELC : 期待総費用

C_i : 初期建設費

P_f : 耐用期間中の破壊確率

C_f : 破壊時損失費(復旧費)

ここで、初期建設費は共通であるため、外的破壊と期待総費用が同じになる内的破壊確率は、式(26)で与えられる。

$$P_{fi} = \frac{C_{fo}}{C_{fi}} P_{fo} \quad (26)$$

ここに、添字 i および o は、それぞれ内的安定、外的

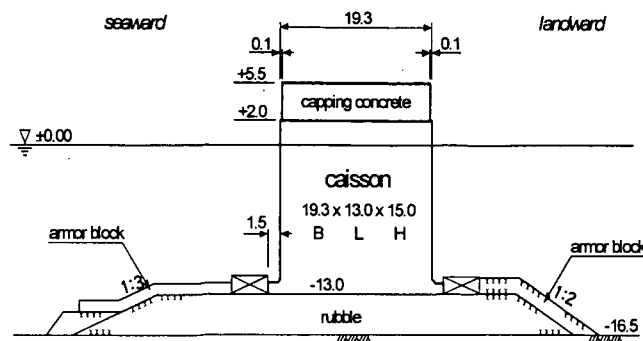


図-19 検討対象断面

安定に関する値であることを示す。

図-19に示す断面(ケーソン寸法13.0m(L)×19.3m(B)×15.0m(H))を対象に、内的破壊・外的破壊のそれぞれについて、軽微な破壊が生じた場合と大規模な破壊が生じた場合の2種類の破壊形態を考慮した。想定した破壊形態の詳細は次の通りである。

①内的破壊

(a)caseA-1

港外側の側壁に2ヶ所の損傷の発生を想定する。側壁の損傷に伴って、中詰砂の流出を損傷部下端より下方2mまで考慮する。このとき、上部工・ふたコンクリートの損傷、ケーソンの滑動、根固方塊・被覆ブロックの移動はそれぞれないものとする。復旧方法としては、現場補修が経済的であると考えられることから、空隙部分の水中コンクリートによる充填を考慮する。その後、中詰砂の流出防止および側壁、隔壁の補強の観点から損傷した隔壁の残留中詰砂の固化を行う。

(b)caseA-2

港外側より2番目の隔壁まで損傷が発生し、中詰砂が流出した状態を想定する。このとき、上部工・ふたコンクリートの損傷、ケーソンの滑動、根固方塊・被覆ブロックの移動はそれぞれないものとする。復旧方法としては、ケーソン1函分を全て取り壊し撤去し、新たに製作したケーソンを据付けることとする。

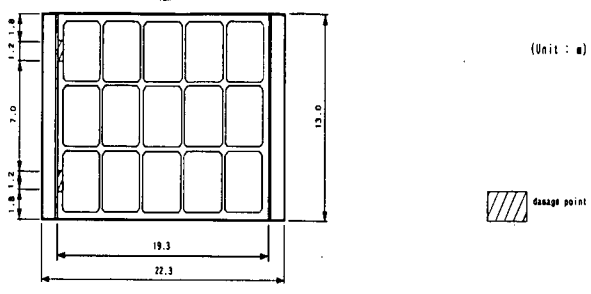
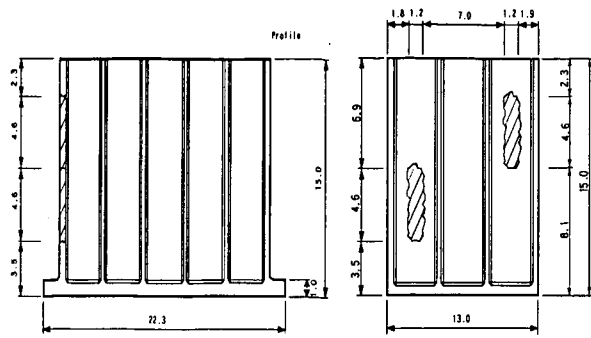
(c)caseA-3

破壊形態はcaseA-2に準じるが、復旧は、現地において水中コンクリート等により断面復旧することとする。

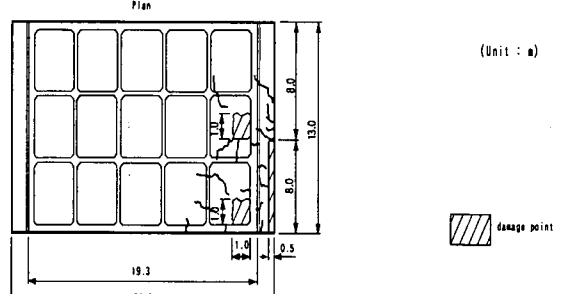
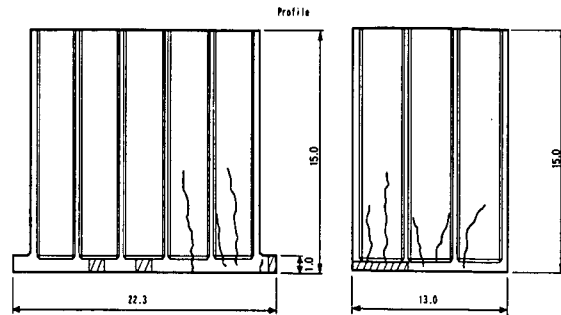
②外的破壊

(d)caseB-1

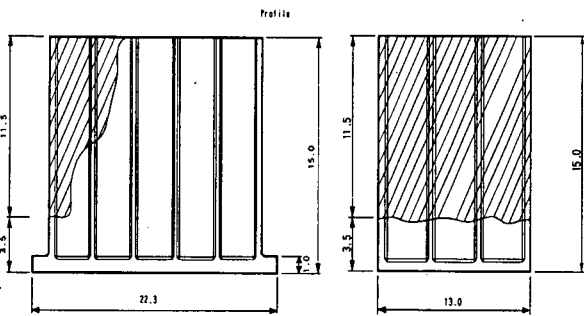
ケーソンが滑動するとともに根固方塊が移動し、被覆石が乱されたものとした。このとき、上部工に損傷はないが、ケーソンの底板に2ヶ所およびフーチングに1ヶ所損傷を受け、側壁・隔壁にそれぞれクラックが生じた



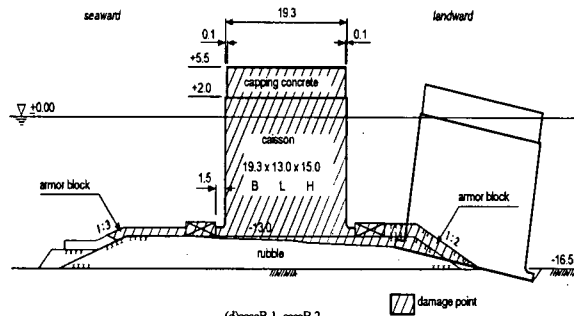
(a)caseA-1



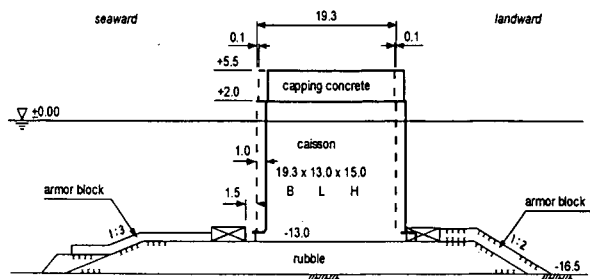
(c)caseB-1



(b)caseA-2, caseA-3



(d)caseB-1, caseB-2



(e)caseB-3

図-21 想定破壊形態(caseA)

ものとした。復旧方法としては、ケーソンを補修のうえ再使用して据え直すこととする。

(e)caseB-2

破壊形態は caseB-1 に準じるが、ケーソン本体の損傷はないものとし、復旧方法としては、ケーソンを補修せずそのまま据え直すこととする。

(f)caseB-3

ケーソンがマウンド上を 1.0m 程度滑動し、根固方塊

図-21 想定破壊形態(case B)

が移動し、被覆石が乱された状態を想定する。復旧は、ケーソンの移動は行わずそのまま使用し、防波堤法線の復旧を水中コンクリートによる腹付けによって行うこととする。

以上想定した破壊形態を、case A については図-14 に、case B については図-15 に示す。

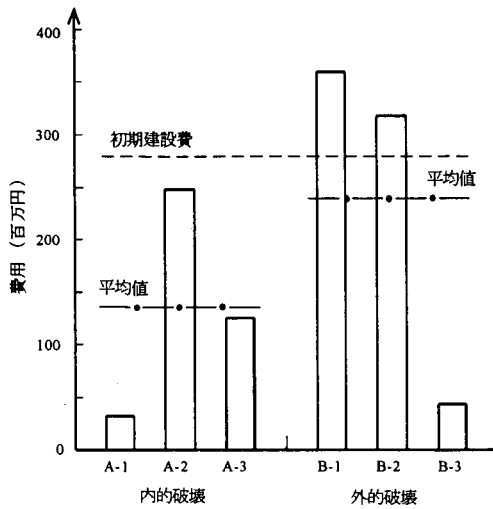


図-22 破壊時損失費用

表-6 目標安全性指標 (下限値)

波の山, 波の谷, 静穏時	2.4
浮遊時, 注水時	2.0

想定した各々の破壊形態に対する復旧工事費を初期建設費とともに図-22 に示す。価格は、ケーソン1函あたりの値である。図より、破壊形態によって復旧費用は大きくばらつくものの、概ね外的破壊が生じた方が復旧費用は大きいことが分かる。このため、破壊形態の設定に関する不確定要因を考慮しても、外的破壊との比較の観点からは、内的安定に関する破壊確率は外的破壊と同程度に設定すれば十分であることがわかる。ただし、内的安定についてはこれまで検討したように、平面的な値の変動が大きいため、安全性指標の下限値を目標値とする。表-6 に示すように、波の山、波の谷、静穏時については安全性指標の下限目標値を外的安定の安全性指標平均値 2.4 とし、浮遊時および注水時については短期荷重であることを考慮して、安全性指標の下限目標値を外的安定の安全性指標 5% 非超過値 2.0 とする。なおここでの内的安定については、曲げひび割れの発生に伴う海洋環境下における耐力の低下は無視している。これは、港湾基準(1999)においては使用限界状態の照査が行われ、過大な曲げひび割れの発生が抑制されることを前提としている。

6. レベル1信頼性設計法によるコードキャリブレーション

表-6 に示した目標安全性指標をもとに、レベル1信

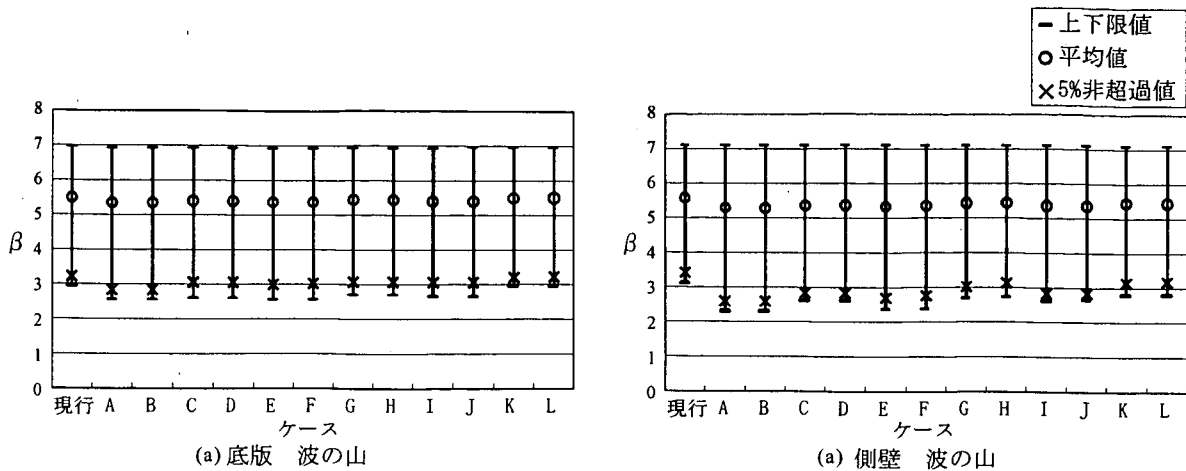
表-7 安全係数一覧

ケース名	荷重係数			構造物係数
	永久荷重	変動荷重	波力	
現行設計	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.30 (0.70)	1.10
caseA	1.05 (0.95)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.00
caseB	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.00
caseC	1.05 (0.95)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.00
caseD	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.00
caseE	1.05 (0.95)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.05
caseF	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.05
caseG	1.05 (0.95)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.05
caseH	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.05
caseI	1.05 (0.95)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10
caseJ	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10
caseK	1.05 (0.95)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.10
caseL	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.10

*()内の数値は、その荷重と合計荷重の作用方向が異なる場合に使用

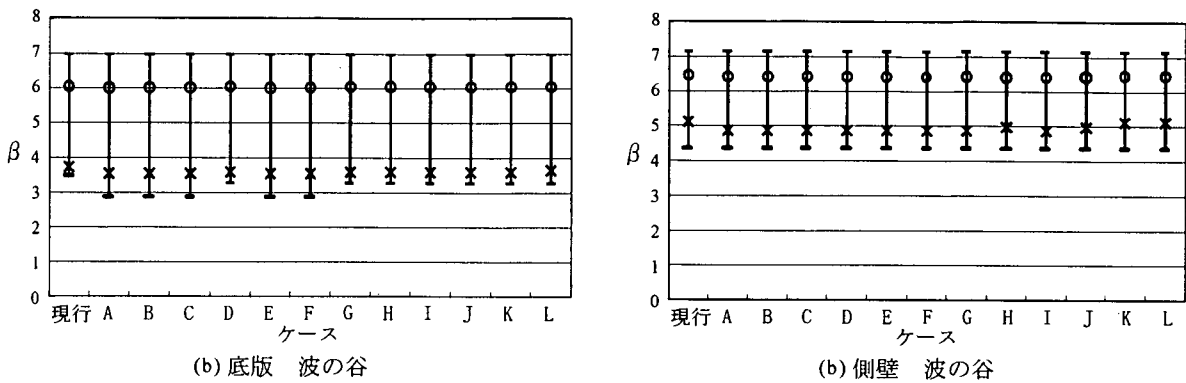
信頼性設計法によりコードキャリブレーションを行う。安全係数のうち、材料係数、部材係数、構造解析係数については、コンクリート標準示方書設計編(土木学会,1996)に標準値が定められており、港湾基準(1999)においてもその値を踏襲している。これら3種類の係数は、コンクリート構造物としての標準的な係数として値が設定されており、本研究においてはこれらの係数は検討対象外とする。これにより、本研究で扱う安全係数は、荷重係数、構造物係数の2種類となる。

内的安定に関しては性能関数が非常に複雑であり、かつ算出される安全性指標も格子点毎に非常にばらつきが大きい。このため、安全性指標算出時に計算される近似係数 α (式(16)) は同じパラメータについても格子点毎に大きくばらつく結果となる。このことは、長尾(2001e)で示したような性能関数の線形化近似によって目標安全性指標と関連した安全係数を示すことが困難であることを示している。このため、本研究においては、表-7 に示すように、0.05 ピッチで変更した安全係数の組み合わせを考慮する。caseA はもっとも安全係数を低下させたケースであり、caseL は現行設計法に近いケースである。なお



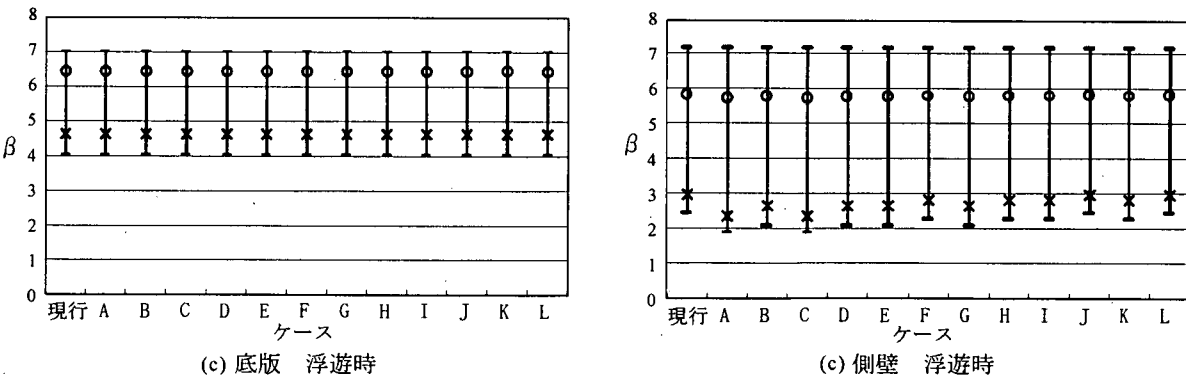
(a) 底版 波の山

(a) 側壁 波の山



(b) 底版 波の谷

(b) 側壁 波の谷



(c) 底版 浮遊時

(c) 側壁 浮遊時

図-23 検討結果 (底版)

図-24 検討結果 (側壁)

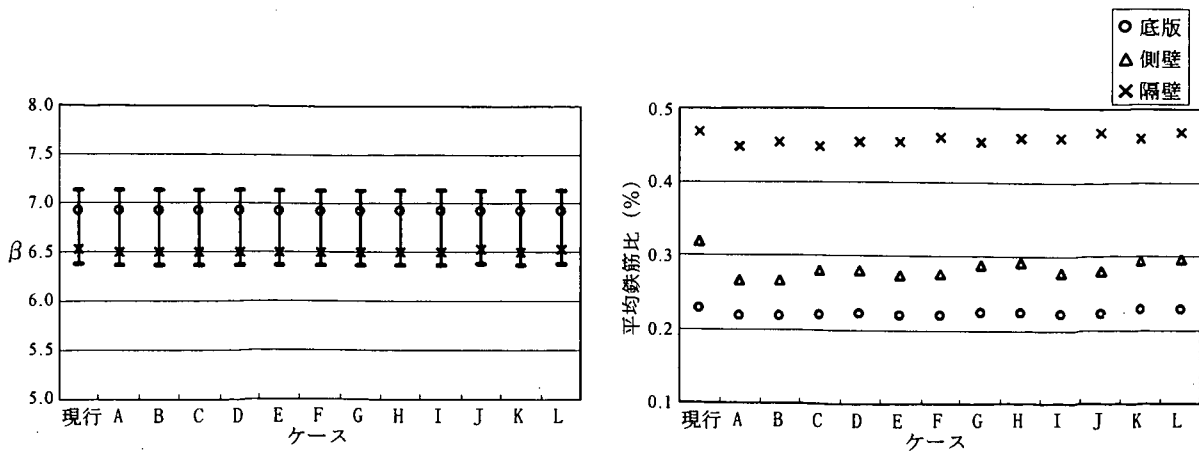


図-25 検討結果 (隔壁)

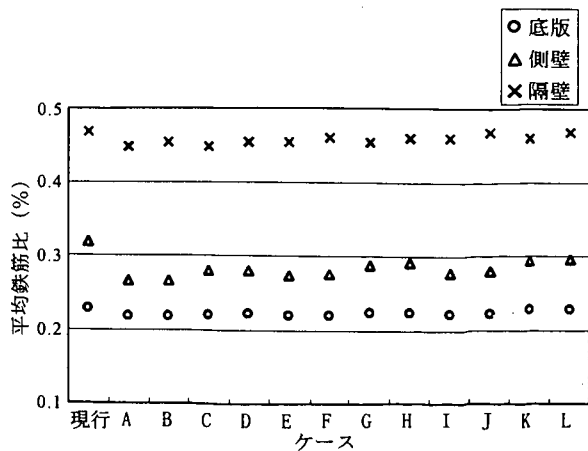


図-26 平均鉄筋比の変化

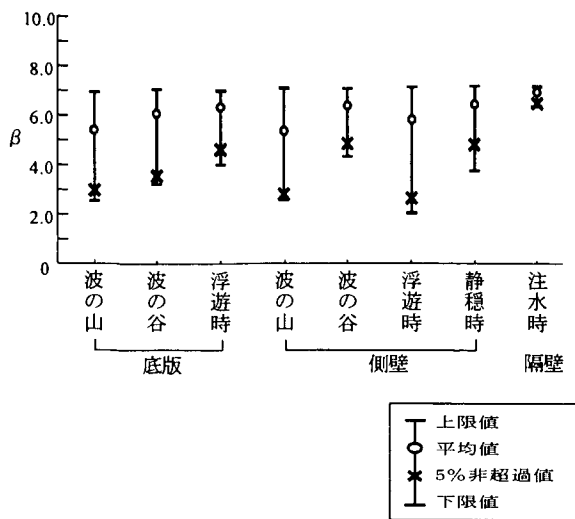


図-27 caseD結果

現行設計法においては波力と底面反力変動分などの波力以外の変動荷重では異なる荷重係数が設定されているが、ともに波力に起因する変動荷重であり、荷重の性質に本質的違いがないことから本研究では同じ値とした。

底版、側壁、隔壁に対する検討結果をそれぞれ図-23～図-25に示す。水平軸は検討ケースを示しており、鉛直軸は各ケースにおける安全性指標の上下限値、平均値、5%非超過値を示している。

検討結果のうち、まず底版について考察する。波の山については、安全係数をもっとも低下させた caseA においても、安全性指標の平均値は 5.3 であり、現行設計法との差はわずかに 3% 程度である。5%非超過値については caseA における値は 2.8 となり、現行設計法と比較すると 12% 程度の減少となる。波の谷については caseA と現行設計法を比較すると平均値で 1%、5%非超過値では 5% の減少となる。caseA における安全性指標の下限値は、波の山で 2.6、波の谷で 2.9 であり、いずれも目標値を上回っている。浮遊時については、安全係数の変化に伴う安全性指標の変化はほとんど認められない。以上により、底版についてはいずれのケースについても採択することが可能である。なお、安全係数の変化に伴う安全性指標の変化が顕著でない理由は、最小鉄筋比 0.2% の規定により鉄筋量が決定する箇所がかなり多いことが理由である。

次に側壁については、特に波の山の条件においてケースごとに違いが顕著である。すなわち、caseA と現行設計法の比較を行うと、平均的には caseA の安全性指標は 5.3 となり現行設計法と比較して 5% 程度低下するとともに、下限値については 2.3 となり現行設計法より 26% 程度の

大きな低下となる。次に浮遊時については caseA の平均安全性指標は 5.7 となり現行設計法との違いはわずか 1% であるが、下限値についてはケース毎に違いがみられ、caseA では現行設計法より 20% 程度減少する。また、波の谷についてはケース毎に大きな変化は認められない。以上の検討結果より表-6において設定した目標下限値に対応する検討ケースを探索すると、caseD が適合する。すなわち、波の山における安全性指標下限値は 2.6 であり、浮遊時における安全性指標下限値は 2.1 となる。

最後に隔壁については、安全係数の変化による安全性指標の変化は小さく、いずれのケースについても目標値を上回っている。例えば caseA における安全性指標の下限値は 6.4 であり、現行設計法との違いは 1% 未満である。

以上の結果により、防波堤の内的安定に関しては、caseD の設定が合理的と判断される。

以上検討した各ケースの条件における部材別の平均鉄筋比の変化を図-26に示す。ここでは、底版については法線直角方向の全隔壁について鉄筋比を算出している。安全性指標の変化と同様に、底版および隔壁に関する変化は比較的少ない。底版においては caseD の平均鉄筋比は 0.22% であり、現行設計法の 0.23% と比較して 0.01% の違いしかない。隔壁についても caseD は 0.45% となり、現行設計法の 0.47% との差は 0.02% である。側壁については、caseD における値は 0.28% となり、現行設計法の 0.32% と比較すると 0.04% の違いとなり、現行設計法との比は 88% となる。

本研究の提案となる caseD による条件別の安全性指標分布を図-27に示す。

7. マウンドの均し精度緩和に対応した底版の設計法開発に関する今後の展開

ケーソンの部材安全性水準を変化させる要因として、捨石マウンドの均し精度の緩和があげられる。本章では、マウンドの均し精度緩和に対応した底版の設計法開発に関する今後の展開について述べる。

捨石マウンドの表面は、ケーソン底版に過大な集中荷重が作用しないように、従来から潜水士による入念な均し作業が行われており、その精度（凹凸の程度）は経験的に ±5cm と定められている。しかしながら、近年の潜水士の不足・高齢化、潜水作業の危険性、および工期短縮による建設コスト削減が求められていること等の理由により、国土交通省では、マウンド表面の現行築造基準の均し精度 ±5cm を緩和し、基礎マウンドの施工効率を向上させる方向で検討を進めている。

基礎マウンドの均し精度（凹凸量）を緩和した場合、ケーソン底板に対して、これまで以上に不均一かつ集中的な接触荷重が作用することが想定される。このためケーソン底板に作用する曲げモーメント等の断面力が増加する可能性がある（宮田他, 1999）。従って、均し精度緩和の検討にあたっては、均し精度がマウンド支持構造に及ぼす影響を適確に評価する必要がある。しかしながら、ケーソン底板がどの程度の接触点数で支持されており、接触点における接触荷重がどの程度ばらつくのかというマウンド支持構造に関する基本的な情報が欠如していた。

このため、著者らは捨石マウンドの支持機構を明らかにするための大型模型載荷試験を近年実施した。以下に実験結果の概要を示し、捨石マウンドの支持機構に関する最新情報を提供する（田中ら, 2001）。

載荷実験の概況および模型断面を図-28, 29に示す。ケーソン底板に見立てた載荷ブロック（載荷面 2.5m×2.5m）の底面に 625 個の簡易ロードセル（接触面 10cm×10cm）を取り付け、接触点荷重を計測する。マウンド表面均しは、実際の潜水士による、均し精度（±5cm）で均した。載荷は 2 機の油圧ジャッキにて行い、ケーソンの中詰完了時相当（鉛直応力約 200kPa）まで鉛直載荷した。それ以降は、実際の波圧を考慮し、若干の偏心荷重を作用させ 1000kPa 程度まで載荷した。マウンド標高は、模型完成後と実験終了後に、スタッフ先端に円盤（直径 2.5cm）を取り付け 10cm 間隔でレベル測量を行い、マウンドの変形量を測量した。

図-30 にロードセルの接触点数と載荷ブロック底面の鉛直応力の関係を示す。鉛直応力が増加すると接触点数も増加する傾向にあるが、約 1000kPa まで載荷しても、全体ロードセル数の約 1/3 しか接触していないことがわかる。また、除荷過程においては、同じ鉛直応力レベルで見ると、接触点数は増加していることがわかる。

このように、載荷ブロックは比較的少数の支持点で支えられていることが明らかとなった。今後は、この支持機構および底板反力の確率分布が均し精度の緩和によってどのように変化するかを明らかにした上で、均し精度の緩和に対応した底板の設計法を開発する予定である。

8. 結論

本研究の結論を述べると以下の通りである。

- ①ケーソン式防波堤の内的安定に関係するパラメータの従う確率分布を推定した。
- ②全国に建設されているケーソン式防波堤の事例 5 例を

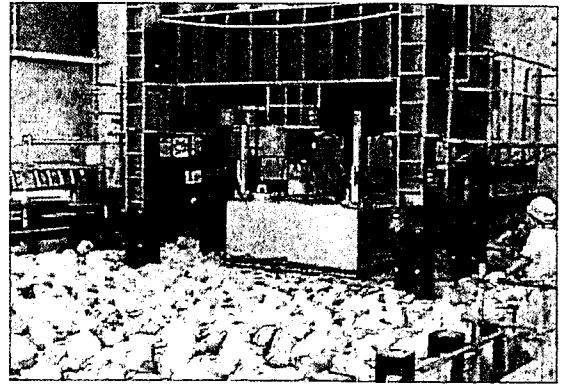


図-28 捨石マウンドの室内大型載荷実験

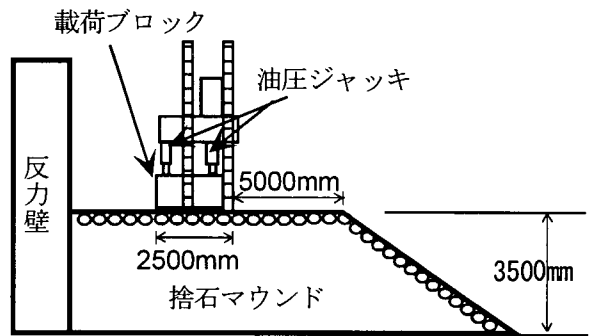


図-29 載荷実験装置の断面図

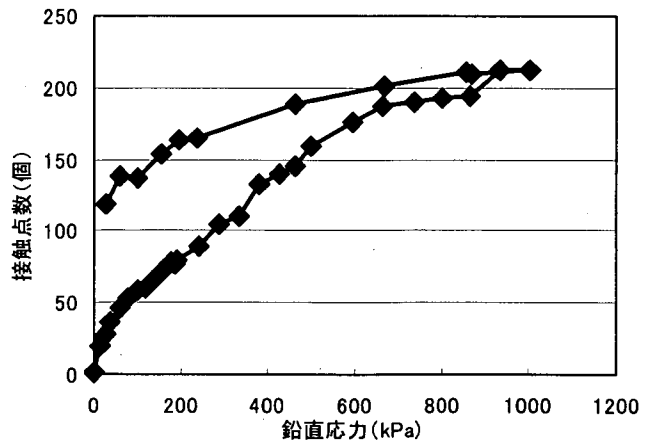


図-30 接触点数と鉛直応力の関係(田中ら, 2001)

もとにして、現行設計法による防波堤の内的安全性水準を信頼性設計法により定量的に明らかにした。現行設計法により設計された防波堤の安全性指標は、平均的に 5.5～6.9 の範囲にある。また、安全性指標の下限値、5%非超過値についても多少のばらつきが認められるものの、外的安定の平均値程度以上の値となる。このように、現行設計法の内的安定に関する安全性水準は外的安定と比較すると非常に高い。

③ケーソン式防波堤の内的安定に関する目標安全性指標を外的安定との期待総費用の比較の観点から設定した。内的破壊時の期待費用は平均的に外的破壊時の期待費用以下であるため、内的安定についても外的安定と同程度の安全性水準を目標とすればよい。

④ケーソン式防波堤の内的安定照査に用いるべき安全係数のうち、荷重係数および構造物係数についてコードキャリブレーションを行い、表-8に示す値を提案する。

⑤提案した安全係数を用いた場合、ケーソン式防波堤の平均鉄筋比は、現行設計法と比較すると底版および隔壁について0.01~0.02%程度、側壁については0.04%程度減少させることができる。

⑥ケーソン式岸壁の常時安全性照査については、自重、静水圧、中詰土圧などの組み合わせによる点で防波堤の静穏時と本質的に違いは認められないため、防波堤における提案結果を適用することが可能と考えられる。

本研究において検討したケーソン式防波堤、ケーソン式岸壁の部材安全性に関する設計法の提案をまとめて表-8として示す。

表-8 終局曲げ破壊に関する設計法の提案

安全係数		防波堤	岸壁地震時	岸壁常時
材料係数	コンクリート	1.30	1.30	1.30
	鉄筋・PC鋼材	1.00	1.00	1.00
荷重係数	永久荷重	1.10 (0.90)	1.00	1.10 (0.90)
	変動荷重	1.20 (0.80)	1.00	1.20 (0.80)
	偶発荷重	1.00	1.00	—
構造解析係数		1.00	1.00	1.00
部材係数		1.30 ~1.00	1.00	1.30 ~1.00
構造物係数		1.00	1.00	1.00

注-1) 表中 () 内の数値は荷重を小さく考えた方が危険な場合に適用する。

注-2) 終局限界状態検討時の部材係数は、以下の値を用いることができる。ただし、カッコ内の数値は、重力式岸壁底版の地震時安全性を照査する場合に用いる。

- ・ 曲げ及び軸方向耐力…………… 1.15(1.0)
- ・ 軸圧縮耐力の上限值…………… 1.3
- ・ コンクリートのせん断耐力分担分…………… 1.3(1.15)
- ・ せん断補強筋のせん断耐力分担分…………… 1.15(1.0)

本提案結果を用いることにより、ケーソン式港湾構造物について、現行設計法よりも経済的かつ合理的な部

材設計を行うことが可能になると考えられる。なお、今後の課題として、捨石マウンドの支持機構に関する大型模型載荷試験の結果などを踏まえて、捨石マウンドの均し精度の緩和に対応したケーソン底版部材の新しい設計法を開発する必要がある。

(2001年11月15日受付)

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。

菊池喜昭，高橋邦夫，小椋卓実（1995）：土圧実験における土圧のばらつきと近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験，港湾技研資料，No.811。

コンクリート工学ハンドブック改訂新版（1981），朝倉書店。

田中剛，菅野高弘，宮田正史，菊池信夫，佐野幸保（2001）：捨石マウンドの支持機構に関する大型模型載荷実験，第56回年次学術講演会概要集，CD-ROM。

土木学会（1996）：コンクリート標準示方書（平成8年制定）設計編。

長尾 毅（1994）：限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.33，No.4，pp.69-112。

日本建築学会（1987）：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料。

日本建築学会（1990）：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説。

長尾 毅（1997）：ケーソン式岸壁底版の地震時安全係数に関する事例解析，港湾技研資料，No.867。

長尾 毅，吉浪康行（2001a）：信頼性解析によるケーソン式防波堤の外的安定性評価，構造工学論文集Vol.47A，pp.305-312。

長尾 毅，吉浪康行，佐貫哲朗，嘉門雅史（2001b）：ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用，構造工学論文集Vol.47A，pp.293-304。

長尾 毅（2001c）：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計法の適用，土木学会論文集，No.689，I-57，pp.173-182。

長尾 毅（2001d）：ケーソン式防波堤の終局曲げ安全性照査に関する信頼性設計手法の提案，土木学会論文集第I部門，掲載予定。

長尾 毅（2001e）：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計手法の提案，国土技術政策総合研究所報告，掲載予定。

南兼一郎, 春日井康夫 (1991) : 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料, No.716.

宮田正史, 菅野高弘, 長尾 毅, 篠原勝次, 近藤隆道 (1999) : 均し精度がケーソン底版断面力に及ぼす影響, 港湾技研資料 No. 945

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.

Standard code for concrete reactor vessels and containments (1975) : ACI-ASME technical committee on Concrete pressure components for nuclear service.