

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

Reliability based design way for caisson type quay walls

長尾 毅*, 吉浪康行**, 佐貫哲朗***, 嘉門雅史****

Takashi NAGAO, Yasuyuki YOSHINAMI, Tetsuro SANUKI, Masashi KAMON

*正会員 工修 運輸省港湾技術研究所 地盤震動研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

**正会員 工博 復建調査設計 (〒732-0052 広島市東区光町 2-10-11)

***正会員 復建調査設計 (〒732-0052 広島市東区光町 2-10-11)

****正会員 工博 京都大学教授 防災研究所 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

This paper presents the design way of caisson type quay walls to evaluate the safety against sliding and overturning through the reliability based design method. Probability distributions of design parameters such as seismic coefficient, tide level, residual water level, deadweight and so on are estimated and distribution of safety indices of quay walls designed with present design method is clarified. Code calibration is carried out in order to satisfy the target safety level and safety factors for reliability based design method are proposed.

Key Words: reliability based design, safety index, code calibration, quay wall

キーワード: 信頼性設計法, 安全性指標, コードキャリブレーション, 岸壁

1. はじめに

ケーソン式岸壁の地震荷重作用時の外的安定照査は, 安全率を判定基準とした震度法によって行われている. 安全率は構造物の安全性を定量的に表すパラメータとは必ずしもいえないことから, より合理的な設計法として, 確率論をベースにした信頼性理論の適用が考えられる.

港湾構造物への信頼性設計法の適用に関する研究には長尾ら¹⁾²⁾, 高山ら³⁾の研究などがある. このうち岸壁に関する長尾らの研究²⁾では, ケーソン式岸壁の滑動破壊モードを対象に平均値回りの安全性指標を算出し, 安全率との比較を行っているが, 設計震度の従う確率分布については極値統計解析の精度のみを考慮した値を用いている.

本研究は, 再現期間 75 年のレベル 1 地震動の作用に対するケーソン式岸壁の滑動および転倒破壊モードを対象に, 信頼性設計手法の提案を行うものである. このため, 設計震度の従う確率分布を精査したうえで, 破壊点回りの安全性指標を用いて現行設計法による安全性水準を検討した. 次に, その結果をもとに目標安全性水準を設定し, 信頼性設計法によるコードキャリブレーションを行った. なお, 本研究では設計実務への適用性を考慮し, 各種の安全係数を考慮するレベル 1 の信頼性設計法を対象とする.

また現行設計法⁴⁾においては液状化の発生を許さない条件のもとで岸壁の耐震性を照査する. このため, 本研究においても液状化時の耐震安定性は対象外とする.

2. パラメータの従う確率分布の推定

2. 1 設計震度

レベル 1 地震動に対するケーソン式岸壁の耐震設計は震度法により行われ, 設計震度は地域別震度, 地盤種別係数, 重要度係数を乗じて求められる⁵⁾. 地域別震度は再現期間 75 年の基盤入射地震動に対応する震度とされているが, 港湾構造物の設計に用いられる震度算定式は, 地表面における SMAC 相当加速度 (SMAC-B2 型強震計による値に換算した加速度) の最大値と作用震度の比較により野田ら⁶⁾によって提案されたもので, 基盤加速度と震度の関係は必ずしも明確ではない. 港湾構造物の設計震度の従う確率分布に関する既往の研究としては白石ら⁷⁾, 米山ら⁸⁾による研究があげられるが, これらは基本的に極値統計解析に含まれる推定誤差のみを考慮したものであり, 震度算定における距離減衰や震度算定式の精度, 地震動増幅特性といった不確定要因の取り扱いの問題が残されている.

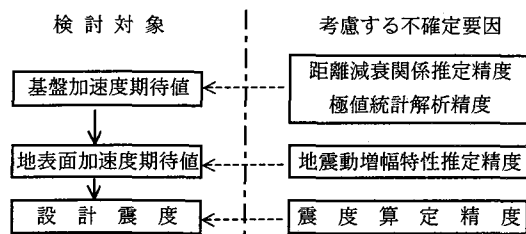


図-1 設計震度分布推定フロー

そこで、本研究においては、図-1のフローに示すような不確定要因を抽出し、これを基に設計震度の従う確率分布を推定する。加速度はすべて SMAC 相当加速度に換算した値を取り扱う。

(1) 基盤加速度

港湾地域の再現期間 75 年基盤入射加速度については、野津ら⁸⁾により全国 280 地点において算出されている。本研究では、野津らによる検討方法に準じて算出される基盤加速度をもとに確率分布を推定する。

最初に距離減衰関係の推定精度について考える。距離減衰式は式(1)で与えられる⁹⁾が、これは港湾地域強震観測記録のうち 72 記録を基にして地震応答解析 (SHAKE⁹⁾) により求められた基盤入射加速度を回帰分析して求めていることから、距離減衰関係の推定精度は基盤入射加速度の式(1)に対するばらつきとして算定する。

$$\begin{aligned} \log_{10} A_{SMAC} \\ = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) \\ - 0.00169X + 0.524 \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、

A_{SMAC} : 基盤最大 SMAC 相当加速度(Gal)

M : マグニチュード

X : 断層面距離(km)

なお、ここでは基盤加速度 100Gal 以上の 29 記録を対象とした。両者の関係は図-2に示すとおりであり、地震応答解析による加速度と距離減衰式より算出される加速度の比の値は平均値 0.90、変動係数 0.56 である。

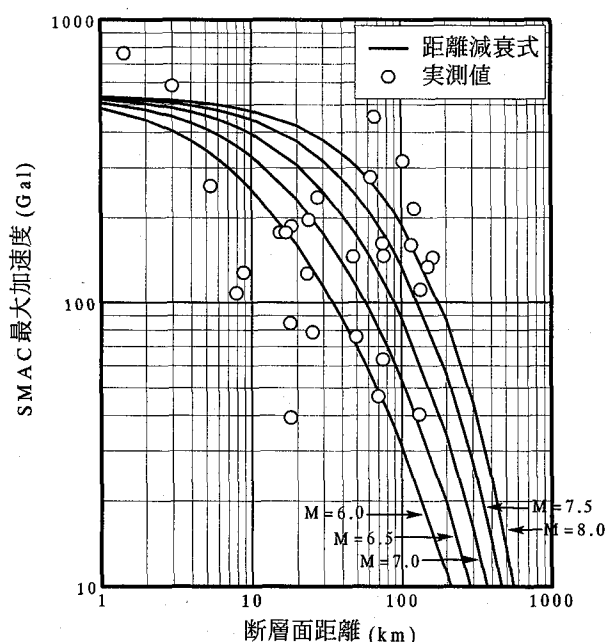


図-2 距離減衰関係⁸⁾

次に、期待値の統計解析精度について考える。1885 年から 110 年間の歴史地震記録に基づいて基盤入射最大加速度を式(1)より算出し、上位 20 データに対してグンベル分布およびワイブル分布 (パラメータ k は $k=0.75, 0.85, 1.00, 1.10, 1.25, 1.50, 2.00$ とする¹⁰⁾) の分布式を対象に、ワイブルのプロットング公式、グリーンゴルテンおよびベトルアスカス・アーガードのプロットング公式を用いた線形回帰により各確率分布関数のパラメータを設定し、相関係数を算出した。その結果、全ての地点でワイブル分布が最も高い相関を与えた。ワイブル分布に基づく N 年最大値の確率分布関数 $P_N(X)$ はワイブル分布のパラメータ A, B, k を用いて式(2)で表せる。

$$P_N(X) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x-B}{A} \right)^k \right] \quad (2)$$

ワイブル分布の変動係数は解析的には得られないため、以下に示すように数値積分¹¹⁾により求めた。設計震度は 75 年期待値であることから、75 年期待値にほぼ一致する 50 年最大値に対する変動係数を算出した。

- ① 図-3において、 $\Delta P_i = 0.0001$ として P_{Ni} , P_{Ni+1} を与える。
- ② $P_i = P_{Ni}^{(nK/N)}$, $P_{i+1} = P_{Ni+1}^{(nK/N)}$ として P_i , P_{i+1} を求め、ワイブル分布関数式を満足するように X_i , X_{i+1} を求める。ここで、本研究においては $K=110$, $n=20$ である。
- ③ $X_i^* = (X_i + X_{i+1})/2$ に対して、平均値及び変動係数を求める。

表-1は、全国280地点毎に距離減衰推定精度と極値統計精度を統合した基盤加速度の分布を算出し、港湾技術基準¹²⁾に従い全国5地区(図-4)にまとめて示したものである。

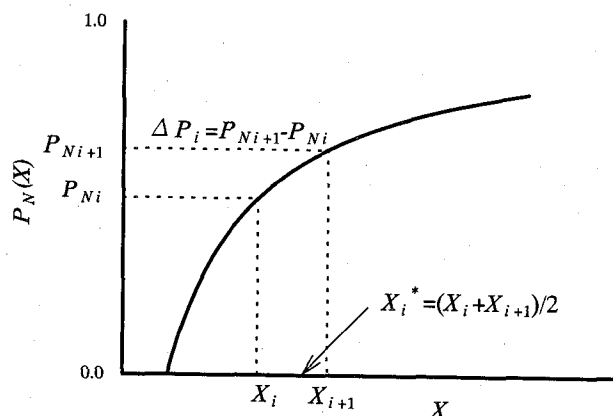
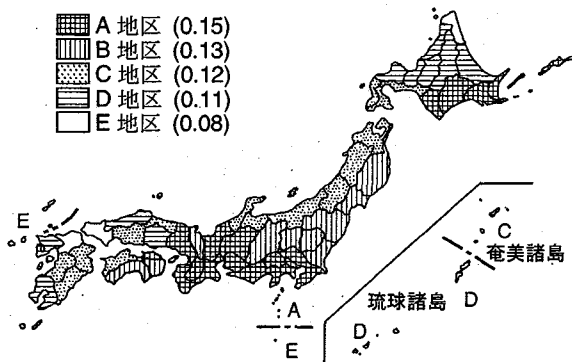


図-3 ワイブル分布における N 年最大加速度の平均値の算定方法

表－1 基盤入射加速度分布

地 区	平均値 (Gal)	変動係数
A地区	341.1	0.47
B地区	297.7	0.42
C地区	226.3	0.46
D地区	159.0	0.44
E地区	115.6	0.51



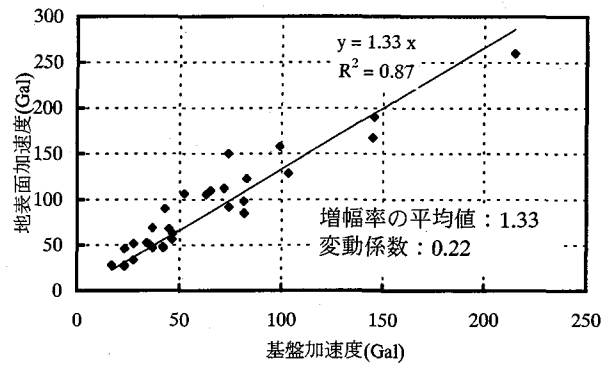
図－4 地域別震度とその区分⁴⁾

(2) 地震動の増幅特性

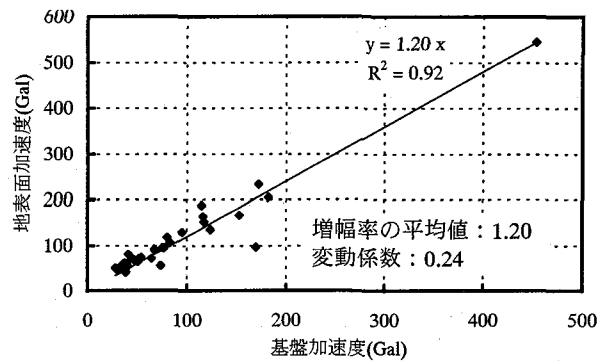
地震動の増幅特性は、港湾地域強震観測記録網で観測された地表面加速度の最大値と、その観測記録を基に地震応答解析(SHAKE[®])によって引き戻した基盤入射加速度の最大値を港湾技術基準⁴⁾における地盤種別(第1種～第3種)毎に比較して求めた。地盤の減衰特性および非線形特性については、善ら¹²⁾による特性を用いた。検討に用いた観測記録は93記録で、水平2成分のうち最大値を対象とした。また地震動に周波数特性の偏りはないことを確認した。

検討結果を図－5に示す。地震応答解析で求めた増幅特性は港湾技術基準とは基本的に逆の傾向を示している。港湾技術基準における地盤種別の分類は、おもに地盤の種類と第四紀層の厚さのみにより行われる。しかしながら実際の地震動の増幅特性は、これら単純な指標で簡単に類推することには限界があり、表層地盤の構造により複雑に変化する。特に軟弱地盤に分類される第3種地盤についてはばらつきが大きく、増幅率が大きいケースと、減衰の影響が大きく増幅率の小さなケースが混在し、平均的には増幅率は0.99となった。第1種および第2種地盤では増幅率の平均値は1.0以上となり、特に第1種地盤において増幅の度合いが大きい。このような傾向は過去に多くの研究者により指摘されている。例えば神山¹³⁾は、比較的浅い地点に岩盤または基盤層が存在し、表層のN値も大きい地盤においては地震動の増幅が大きいことを指摘しており、本研究による結果はこの指摘と整合するものである。

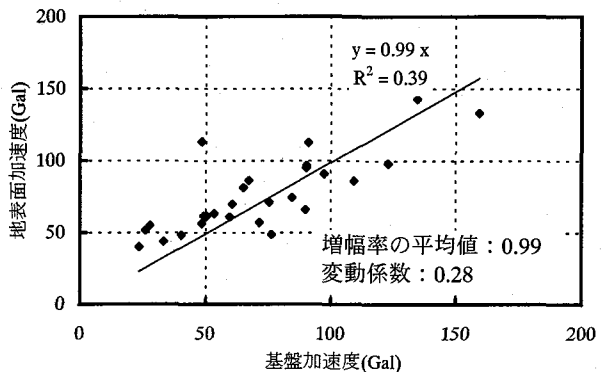
表－1の結果に地震動の増幅効果を併せて考慮することにより、75年再現期間の地表面最大加速度の分布は、表－2に示すように得られる。



(a) 第1種地盤(地盤種別係数:0.8)



(b) 第2種地盤(地盤種別係数:1.0)



(c) 第3種地盤(地盤種別係数:1.2)

図－5 最大加速度増幅特性

表－2 地表面最大加速度分布

地 区	地盤種別	平均値 (Gal)	変動係数
A地区	第1種	368	0.79
	第2種	332	0.79
	第3種	221	0.81
B地区	第1種	320	0.77
	第2種	288	0.77
	第3種	238	0.79
C地区	第1種	241	0.81
	第2種	218	0.81
	第3種	180	0.83
D地区	第1種	171	0.81
	第2種	154	0.81
	第3種	127	0.83
E地区	第1種	122	0.87
	第2種	110	0.88
	第3種	90	0.89

(3) 設計震度算出式

重力式岸壁のような抗土圧構造物においては、裏込土による地震動の増幅および振動エネルギーの消費、壁体と裏込土の位相差などの影響により、設計震度は加速度を重力加速度で除した工学的震度とは一致しない。港湾構造物の設計震度は、地表面加速度最大値をもとに野田ら⁹⁾により提案された式(3)により算出される。

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

ここに、

α : 地表面最大加速度(Gal)

g : 重力加速度(Gal)

式(3)は、図-6に示すように過去に地震動の影響を受けた港湾における被災施設・無被災施設の条件より得られる震度と強震記録を対比させることによって得られた経験式である。同図に示した△および▲は、それぞれ各岸壁で推定された作用震度の下限値および上限値を示している。例えば、ある地震動を受けた岸壁が破壊した場合、安定計算上安定を失うと判定される震度以上の震度が作用したと考え、そのデータを作用震度の下限値としてプロットしている。従って、実際の震度はその値以上であるが、幾らかを解析的に算出しているのではない。図-6より、式(3)は最大加速度と作用震度の関係のほぼ上限を与え、式(3)の0.6倍がほぼ下限を与えていると考えられる。そこで、ここでは両者の関係の平均値は、式(3)の0.8倍と仮定する。変動係数としては、上下限の関係より0.08とする。

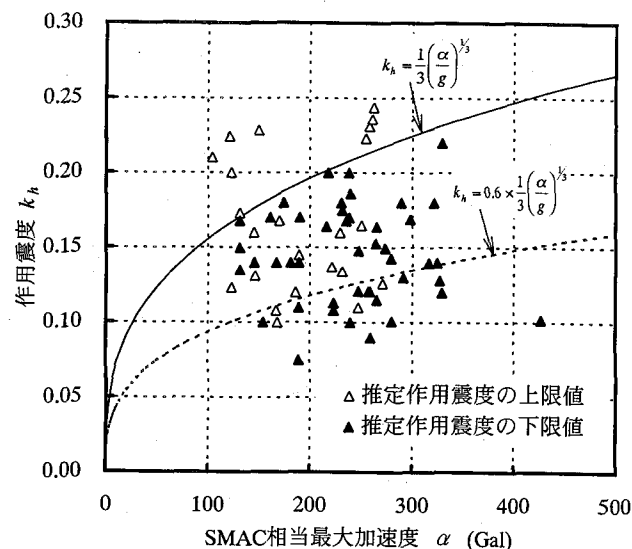


図-6 震度と地表面最大加速度の関係⁵⁾

(4) 設計震度の従う確率分布

全国280港湾において、地表面最大加速度が対数正規分布に従うと仮定し、これまでに検討した地表面最大加速度

の確率分布と設計震度算定精度の影響を統合して、設計震度の従う確率分布を検討した。A地区における設計震度の平均値の頻度分布を図-7に例示する。図より、設計震度分布はほぼ正規分布と見なすことができる。以上のようにして算出された設計震度に関する最終的な確率分布は、他の分布とまとめて表-3として後に示す。

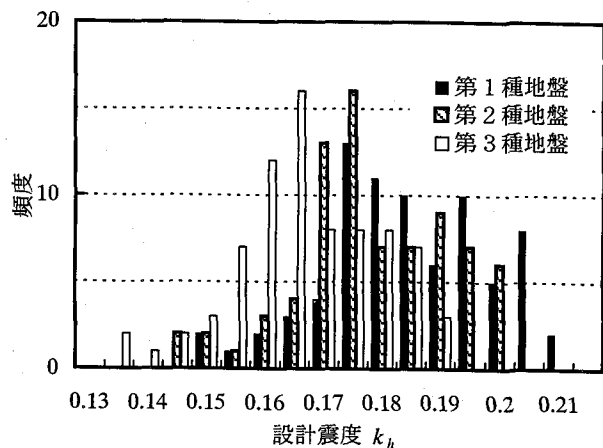


図-7 A地区設計震度分布

2. 2 海面潮位

現行設計法における設計潮位は通常、朔望平均干潮面(L.W.L.)または朔望平均満潮面(H.W.L.)のうち、最も堤体が危険となる潮位を用いるが、実際の地震の発生は海面潮位とは独立であると考えられる。このため、河合ら¹⁴⁾による全国21港における50年間の潮位の発生確率分布に正規分布を当てはめ、海面潮位の従う確率分布を推定した結果、潮位WLとH.W.L.の比 R_{WL} の平均は0.60、変動係数は0.30となった。

2. 3 残留水位

現行設計における残留水位 R.W.L.は、重力式岸壁の場合 H.W.L.と L.W.L.の差の1/3を用いることが標準的であるが、これは安全側の設定である。古土井ら¹⁵⁾による全国26地点における岸壁背後の残留水位測定結果より求めた R.W.L.と H.W.L.の比を基に、R.W.L.と W.L.の比 R_{RWL} の分布を検討した結果、比の分布は正規分布と見なすことができ、比の値の平均は1.10、変動係数は0.20となった。

2. 4 土圧

土圧の従う確率分布を考慮する際には、静的成分と動的成分に分離して考えることが適切であると考えられる。振動台実験によれば、堤体慣性力と土圧動的成分には位相差があり、地盤が密な場合は両者は逆位相であり、液状化が発生するなど地盤が緩くなると同位相に移行する¹⁶⁾¹⁷⁾。非線形有効応力有限要素解析においても同じ結果が得られている¹⁸⁾。岸壁の設計においては液状化の発生を許さないのが原則であるため、レベル1地震動の作用下においては堤体慣性力と土圧動的成分は基本的に逆位相であると考

える必要がある。このため、本研究においては位相差パラメータ PD を導入し、地震時土圧 E を図-8に示すように静的成分を中心に変動すると考える。地震時土圧 E は式(4)により与えられる。ここに k_h は震度であり、添字 p は現行設計法による設計値を示す。静的成分 Est については算定精度は高いと考えられることから、平均値の偏りはないものと考え、変動係数として0.1を考慮する。動的成分 Edy については、設計震度の変動の影響と位相差の影響を加味して考える。逆位相であることから PD は平均的に負の値となるが、分布の詳細を設定するまでの情報には不足しているため、パラメータスタディにより後に検討する。

$$\begin{aligned}
 E &= Est + Edy \\
 &= Est + (E_p - Est) \frac{k_h}{k_{hp}} PD
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

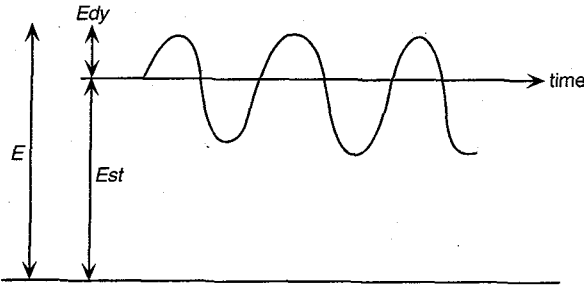


図-8 地震時土圧モデル

2. 5 自重及び摩擦係数

ケーソンを構成する材料の単位体積重量及び摩擦係数の分布については既往の研究結果⁹⁾を用いて設定した。

以上により、本研究で用いる確率変数の従う確率分布をまとめると表-3のようになる。すべての確率変数とその設計用値の比は正規分布に従うと仮定しており、潮位以外のパラメータについては、表中の α は変数の平均値と設計用値の比、 V は変数の変動係数を示す。潮位に関しては、 α および V は、それぞれの表に示した比の値の平均値および変動係数である。

3. 現行設計法によるケーソン式岸壁の安全性水準

3. 1 安全性指標の算出

現行設計法により設計されたケーソン式岸壁の安全性水準をモデル断面を用いて検討する。表-4に示す条件で現行設計法により許容安全率をちょうど満足する堤体幅を算出した。検討ケース数は240である。検討においては、堀家らによる統計分析¹⁹⁾を参考に、ケーソン堤体幅の下限値をケーソン高さの0.50倍とした。さらに、筆者らが収集した全国の港湾施設のデータベースより設計水深、重要度係数、地盤種別係数の分布(図-9)を求め、検討断面の諸条件分布が現実の条件分布に一致するよう重み付けを行った。

表-3 設計パラメータの従う確率分布

	α	V
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
摩擦係数	1.06	0.15
静的土圧	1.00	0.10
設計震度		
A地区 第1種地盤	1.52	0.25
第2種地盤	1.17	0.25
第3種地盤	0.91	0.26
B地区 第1種地盤	1.74	0.25
第2種地盤	1.29	0.24
第3種地盤	0.99	0.25
C地区 第1種地盤	1.57	0.25
第2種地盤	1.27	0.25
第3種地盤	1.01	0.25
D地区 第1種地盤	1.56	0.25
第2種地盤	1.23	0.25
第3種地盤	0.98	0.25
E地区 第1種地盤	2.05	0.25
第2種地盤	1.49	0.26
第3種地盤	1.11	0.26
前面潮位 R_{WL}	0.60	0.30
残留水位 R_{RWL}	1.10	0.20

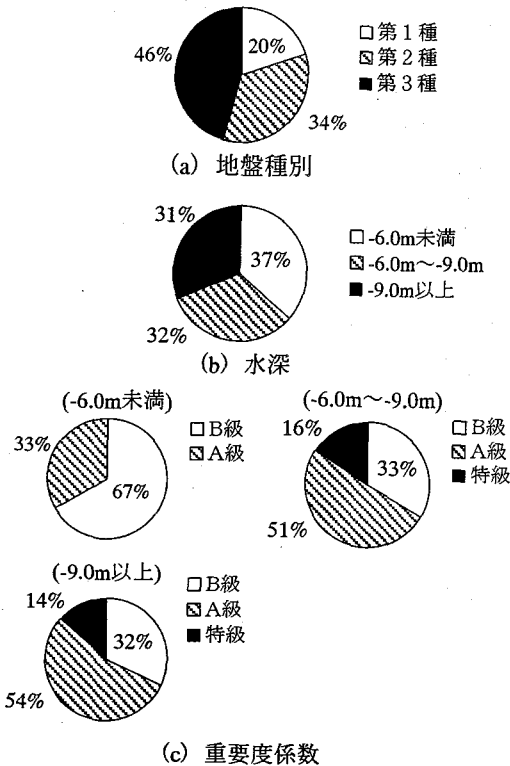


図-9 設計水深、重要度係数、地盤種別係数の分布

表-4 検討条件

水 深(m)	-5.5	-7.5	-10.0
H. W. L.(m)	+1.00, +3.00		
天 端 高(m)	H.W.L. + 1.00		
設計 震 度	地域別震度	A, B, C, D, E	
	地盤種別係数	1種, 2種, 3種	
	重要度係数	1.0, 1.2	1.0, 1.2, 1.5
上載荷重(kN/m ²)		5	10

滑動および転倒の安全性照査式はそれぞれ式(5), 式(6)に示すとおりである。また, 荷重条件は図-10 に示すとおりである。

$$F = \frac{f(\sum W_i - B + E_v)}{k_h \sum W_i + E_H + R + D} \quad (5)$$

$$F = \frac{a \sum W_i - bB + cE_v}{dk_h \sum W_i + eE_H + iR + jD} \quad (6)$$

ここに,

W_i : ケーソン構成材料 i の自重(kN)

B : 浮力(kN)

E_v : 鉛直土圧合力(kN)

f : 摩擦係数

k_h : 設計震度

E_H : 水平土圧合力(kN)

R : 残留水圧合力(kN)

D : 動水圧合力(kN)

$a \sim j$: 各荷重のアーム長さ(m)

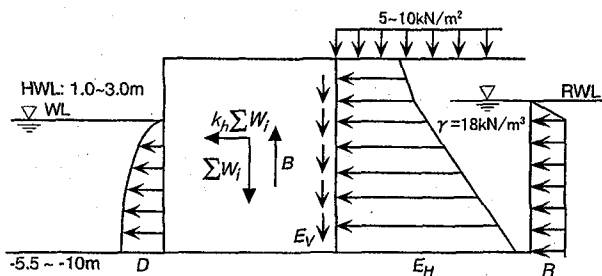


図-10 荷重条件

設計された岸壁の安全性は, 耐力を荷重効果が上回る可能性を定量的に表すパラメータである安全性指標により評価する。式(5), 式(6)をもとに性能関数を定義し, FORM (First-Order Reliability Method) に従って性能関数の1次近似に基づき破壊点を収束計算によって探索し, 破壊点に

関する安全性指標を算出する²⁰⁾。破壊確率は安全性指標より算出される。その際, 土圧の位相差パラメータ PD の平均値を 1.0 から -1.0 まで変化させて安全性指標を算出した。また, 本研究では滑動と転倒という複数の破壊モードを考慮するため, 各破壊モードの相関を考慮してシステムとしての破壊確率を検討する必要がある。鈴木ら²¹⁾は, 2つの破壊モードの限界状態局面により形成される重複領域の面積が結合破壊確率に比例するものと仮定して結合破壊確率の算定法を提案しており, 本研究においても鈴木らの提案式を用いて総合破壊確率を算出した。

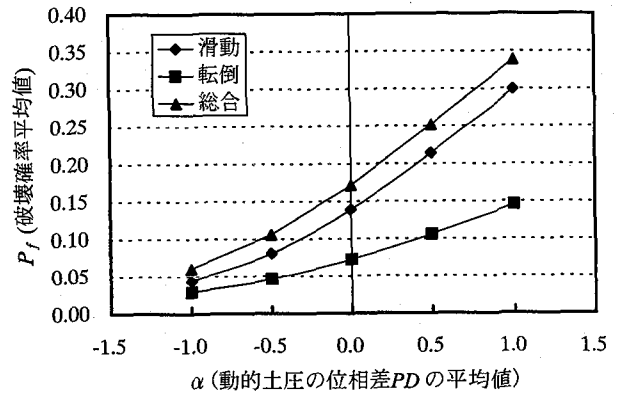


図-11 位相差パラメータ PD の変化による破壊確率の変化

図-11 に, 位相差パラメータ PD の平均値 α の変化による破壊確率の平均値の変化を示す。 PD の変動係数は 0.3 としている。 PD の破壊確率への影響度は高く, 堤体慣性力と土圧動的成分が完全同位相の場合 ($\alpha=1.0$), 滑動破壊確率の平均値は 0.30, 転倒破壊確率の平均値は 0.15 であり, 総合破壊確率についても 0.34 とかなり大きな破壊確率が算定される。いっぽう完全逆位相の場合は ($\alpha=-1.0$), 滑動破壊確率の平均値は 0.04, 総合破壊確率平均値は 0.06 となり, 完全同位相のケースの約 1/5 程度となる。

このようにパラメータ PD の設定に解析結果は大きく影響を受けるため, 以下では過去の被災例をもとにして PD の分布を推定する。

3. 2 過去の被災事例との比較検討

過去の地震被害例を用いてケーソン式岸壁の現実の破壊確率を算出する。1964 年新潟地震以降の被災資料^{22)~28)}をもとにケーソン式岸壁の破壊事例を破壊モードごとに収集した。その際, 液状化により破壊したと考えられる事例は除外した。兵庫県南部地震による被災事例についても, レベル 2 地震動であることから除外している。各地震被害発生時点における全国のケーソン式岸壁建設バース数をデータベースをもとに推定し, ケーソン式岸壁の供用期間 50 年間中の破壊確率を算出した。結果を表-5 に示す。耐用期間中の破壊確率は, 滑動について 0.05 程度, 全モードについて 0.06 程度である。

次に, 解析により得られる耐用年数 50 年間の破壊確率について検討する。耐用期間中の破壊確率 P_{fe} を, 様々な

再現期間に対応する地震荷重の作用確率と、その地震荷重作用時の条件付き破壊確率をもとにして式(7)により求める²⁹⁾。なお、荷重作用と破壊事象の間に完全相関を仮定し、地震の発生はポアソン過程に従うと仮定する。レベル1地震動に対する安全性を検討することから、地震荷重の再現期間は15,30,...75年とする。

$$P_{fe} = \sum_{i=1}^m P_{fi} \{1 - \exp(-L\nu_i)\} \tag{7}$$

ここに、

- P_{fi} : 対象とする地震動の作用による条件付き破壊確率
- m : 対象とする地震動数
- ν_i : 対象とする地震動の年平均発生率
- L : 耐用期間

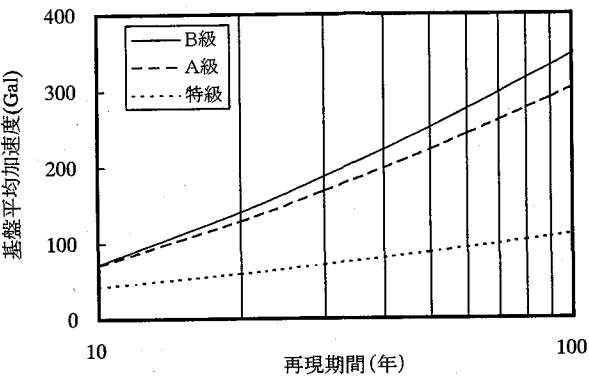
表－5 ケーソン式岸壁の被災事例による破壊確率

ケーソン式岸壁の被災バース数				
地震名	発生年	港湾名	被災バース数	
			滑動モード	全モード
十勝沖	1968	室蘭	6	8
		青森	0	1
		函館	4	4
伊豆大島近海	1978	田子漁港	1	1
浦河沖	1982	浦河	1	1
釧路沖	1993	釧路	13	13
北海道南西沖		奥尻	1	1
北海道東方沖	1994	釧路	1	1
		根室	2	3
三陸はるか沖	1995	八戸	2	2
合 計			31	35

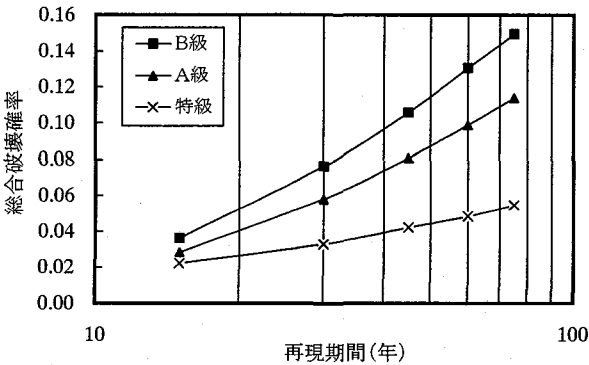
ケーソン式岸壁の被災確率

発生年数	バース数	破壊確率	
		滑動モード	全モード
1968	516	0.019	0.025
1978	857	0.001	0.001
1982	1036	0.001	0.001
1993	1506	0.009	0.009
1994	1535	0.002	0.003
1995	1571	0.001	0.001
合計		0.034	0.041
一年間の平均破壊確率		0.0010	0.0012
耐用期間50年間の破壊確率		0.047	0.056

重要度別に安全性に違いがあることから、B級、A級、特級の各重要度について平均的な安全性指標が算出される地区をそれぞれ1つ抽出し、その地区に含まれる港湾を各々1つ選定した。選定した3つの港湾について、ワイブル分布より求めた基盤最大加速度と再現期間の関係を図－12に示す。次に、位相差パラメータPDの平均値を-0.5として、現行設計法により設計された断面の各再現期間の地震動作用による破壊確率を算出した。



図－12 再現期間と基盤最大加速度の関係



図－13 再現期間と総合破壊確率の関係

各重要度について地区を1つに固定しているため、検討ケース数はB級およびA級は18、特級は12である。再現期間と総合破壊確率平均値の関係を図－13に示す。75年再現期間の地震動作用による総合破壊確率と耐用期間中の総合破壊確率は表－6に示すようになった。耐用期間中の破壊確率は、75年再現期間の地震動作用時の破壊確率の概ね0.75倍となることが分かる。

表－6 耐用期間中の総合破壊確率

	75年地震動による 総合破壊確率	耐用期間中の 総合破壊確率
B 級	0.15	0.11
A 級	0.11	0.09
特 級	0.06	0.04

この結果より、現行設計法のように現行設計法のように堤体慣性力と土圧動的成分が同位相と仮定すると、耐用期間中の総合破壊確率は0.25程度と推定され、現実の被災傾向を説明できないことは明らかである。

滑動による破壊確率および全モードの総合破壊確率のそれぞれについて、被災事例による破壊確率に整合する値を与える位相差パラメータPDの平均値を探索すると、-0.5～-1.0の範囲となる。これは、レベル1地震動の作用の場合、上述したように堤体慣性力と土圧動的成分が逆位相であるという振動台実験および非線形有効応力解析の結果と調和的な結果である。本研究においては安全率は許容値をちょうど上回るよう設定しているが、実際に建設されて

いる岸壁においては安全率に多少の余裕を有する施設も多いことを考慮し、以下本研究においては位相差パラメータ PD の平均値を-0.5 とする。変動係数については、0.1 から 0.5 の間で変化させて破壊確率を算出した結果、破壊確率に及ぼす影響度は極めて低いことが分かった。よって、 PD の下限値は-1.0 であることを考慮して、変動係数は 0.3 とする。現行設計法による総合安全性指標の平均値は 1.42、変動係数は 0.38 である。滑動および転倒の安全性指標（それぞれ β_s 、 β_t ）の相関を図-14 に示す。

図-15 には、各安全性指標の比の値と破壊モードの相関係数 ρ_{st} の関係を示した。滑動安全性指標に比較して転倒安全性指標が低くなるにつれて相関係数は増加することが読みとれる。ほとんどのケースで相関係数は 0.5 以上であり、破壊モードの相関を無視できないことが分かる。

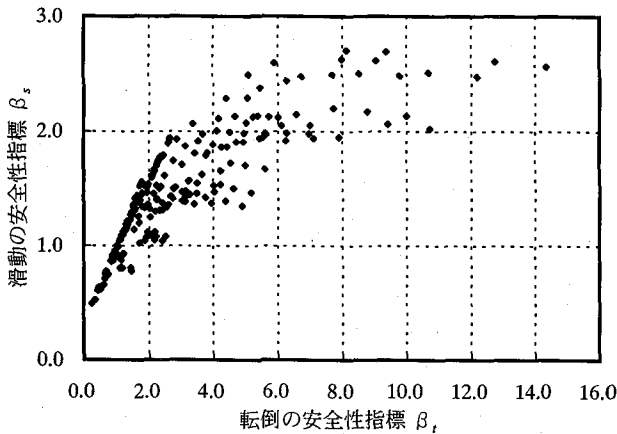


図-14 滑動および転倒安全性指標の相関

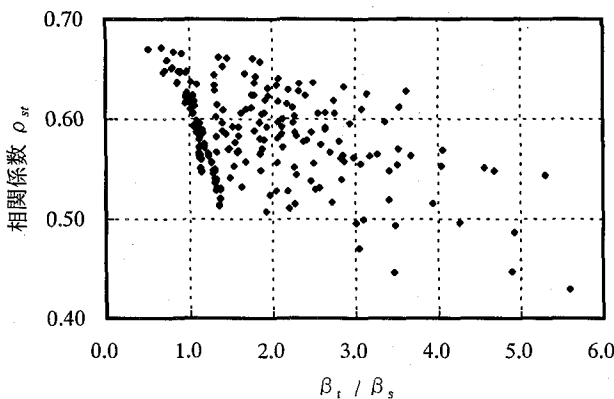


図-15 安全性指標比と相関係数の関係

3. 3 重要度係数の影響

岸壁の設計には重要度係数が考慮されており、これは安全性の余裕を差別化していることを意味する。重要度係数別の総合安全性指標の分布を図-16 に示す。総合安全性指標の平均値はB級（重要度係数 1.0）の場合 1.18、A級（重要度係数 1.2）の場合 1.51、特級（重要度係数 1.5）の場合は 2.05 である。破壊確率平均値としては、それぞれ 0.14、0.09、0.03 となり、特級からB級にかけて安全性に平均的に 3 倍程度の格差があることが分かる。以下、この破壊確率を信頼性設計による目標値とする。

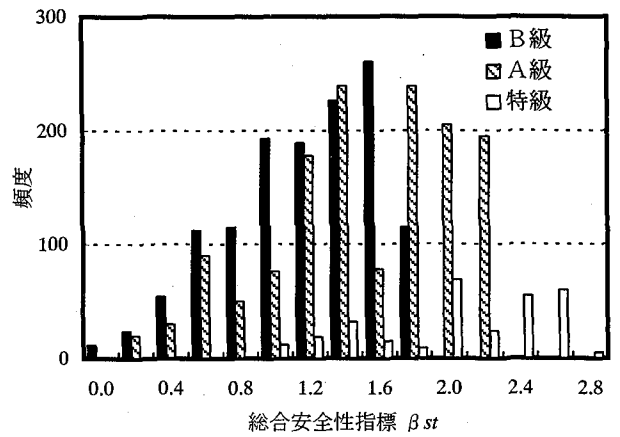


図-16 重要度係数の差による安全性指標分布の差

4. 信頼性設計法によるキャリブレーション

4. 1 安全係数の計算

レベル1 信頼性設計法においては、式(5)および式(6)に線形化近似係数 α および目標安全性指標 β_T を導入して線形近似を行うことにより安全係数を定める²⁹⁾。

しかしながら、性能関数が非線形の場合は線形化近似において誤差が発生するため、キャリブレーションを行って最適な安全係数を設定する必要がある。レベル1 信頼性設計法によって滑動・転倒の各破壊モードに対する安全性照査式を書き下すと、それぞれ式(8)、式(9)のようになる。

$$\begin{aligned} & \gamma_f f_k \left(\sum_i \gamma_{wR} W_{ik} - B_d + E_{vd} \right) \\ & \geq \gamma_i (\gamma_{kh} k_{hk} \sum_i \gamma_{wS} W_{ik} + E_{Hd} + R_d + D_d) \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} & a \sum_i \gamma_{wR} W_{ik} - b B_d + c E_{vd} \\ & \geq \gamma_i (d \gamma_{kh} k_{hk} \sum_i \gamma_{wS} W_{ik} \\ & \quad + e E_{Hd} + i R_d + j D_d) \end{aligned} \quad (9)$$

ただし、

$$\begin{aligned} B_d &= \rho_w g (\gamma_{WL} WL_k + h) CB \\ R_d &= \frac{1}{2} \rho_w g \left\{ (\gamma_{RWL} \gamma_{WL} WL_k + h)^2 \right. \\ & \quad \left. - (\gamma_{WL} WL_k + h)^2 \right\} \end{aligned} \quad (10)$$

$$D_d = \frac{7}{12} \gamma_{kh} k_{hk} \rho_w g (\gamma_{WL} WL_k + h)^2$$

$$E_d = \gamma_{Est} Est_k + (E_p - Est_k) \gamma_{khE} \gamma_{PD} PD_k$$

ここに、

WL : 設計潮位(m)
 ρ : 海水の密度(t/m³)
 g : 重力加速度(m/s²)
 CB : ケーソン幅(m)
 h : 水深(m)

このほか、記号 γ はその添え字に関する安全係数であり、添え字 k および d は、それぞれ特性値および設計用値であることを表す。安全係数は滑動と転倒で異なる値となるほか、自重や静的土圧などは抵抗および荷重効果の双方に影響を及ぼすので、安全係数も荷重効果側（添字 S ）と抵抗側（添字 R ）でそれぞれ異なった値となる。その他の記号については式(4)～式(6)と同一である。

ただし、 γ_i は構造物の重要度を考慮するための構造物係数である。特性値については現行設計法との整合を考慮し現行設計法による値をそのまま用いる。例えば PD_k は1.0である。

安全性照査式(8)および式(9)をもとに、線形化近似において生じる高次の項を無視することによって、式(11)および式(12)のように安全係数を設定した。

安全係数算定式(11)および式(12)の中の符号は、耐力側は負、荷重効果側は正となるのが基本であるが、土圧動的成分に関係するパラメータについては、 PD が負の値であるため、符号が逆転することに注意が必要である。分離係数 α 、 α' 、 α'' 、 α''' は一般に0.70～0.75の範囲にあるが、本研究ではすべて0.70とした。目標安全性指標 β_T は、1.25～1.65の間で0.05刻みで変化させた。どのような破壊モードが生じていても基本的に岸壁は原型復旧されることから、目標安全性指標は各破壊モードで同一とした。

(滑動安全性)

$$\begin{aligned}\gamma_f &= (1 - \alpha\alpha'\beta_T V_f)\mu_f / f_k \\ \gamma_{W_R} &= (1 - \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{W_i})\mu_{W_i} / W_{ik} \\ \gamma_{W_S} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\alpha'''\beta_T V_{W_i})\mu_{W_i} / W_{ik} \\ \gamma_{EstR} &= (1 - \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{Est})\mu_{Est} / Est_k \\ \gamma_{EstS} &= (1 + \alpha\alpha'\beta_T V_{Est})\mu_{Est} / Est_k \\ \gamma_{khER} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\alpha'''\beta_T V_{kh})\mu_{kh} / k_{hk} \\ \gamma_{khES} &= (1 - \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{kh})\mu_{kh} / k_{hk} \\ \gamma_{PDR} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\alpha'''\beta_T V_{PD})\mu_{PD} / PD_k \\ \gamma_{PDS} &= (1 - \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{PD})\mu_{PD} / PD_k \\ \gamma_{kh} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{kh})\mu_{kh} / k_{hk} \\ \gamma_{WL} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{RWL})\mu_{RWL} / RWL_k \\ \gamma_{RWL} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{RWL})\mu_{RWL} / RWL_k\end{aligned}\quad (11)$$

(転倒安全性)

$$\begin{aligned}\gamma_{W_R} &= (1 - \alpha\alpha'\beta_T V_{W_i})\mu_{W_i} / W_{ik} \\ \gamma_{W_S} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{W_i})\mu_{W_i} / W_{ik} \\ \gamma_{EstR} &= (1 - \alpha\alpha'\beta_T V_{Est})\mu_{Est} / Est_k \\ \gamma_{EstS} &= (1 + \alpha\alpha'\beta_T V_{Est})\mu_{Est} / Est_k \\ \gamma_{khER} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{kh})\mu_{kh} / k_{hk} \\ \gamma_{khES} &= (1 - \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{kh})\mu_{kh} / k_{hk} \\ \gamma_{PDR} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{PD})\mu_{PD} / PD_k \\ \gamma_{PDS} &= (1 - \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{PD})\mu_{PD} / PD_k \\ \gamma_{kh} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{kh})\mu_{kh} / k_{hk} \\ \gamma_{WL} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{RWL})\mu_{RWL} / RWL_k \\ \gamma_{RWL} &= (1 + \alpha\alpha'\alpha''\beta_T V_{RWL})\mu_{RWL} / RWL_k\end{aligned}\quad (12)$$

4. 2 キャリブレーション結果

まず、基本的なケースとして重要度係数が1.00のB級に関する解析結果を図-17に示す。重要度係数の趣旨を考慮して構造物係数 γ_i は1.0としている。図の水平軸は目標安全性指標であり、鉛直軸には総合安全性指標の平均値、現行設計法による堤体重量を1.0とした場合の信頼性設計法による堤体重量の平均値を示している。目標安全性指標が大きくなるに従い、総合安全性指標および堤体重量比が比例的に増加することが分かる。破壊モードの相関のため、目標安全性指標に対して算出される総合安全性指標は低いレベルになる。

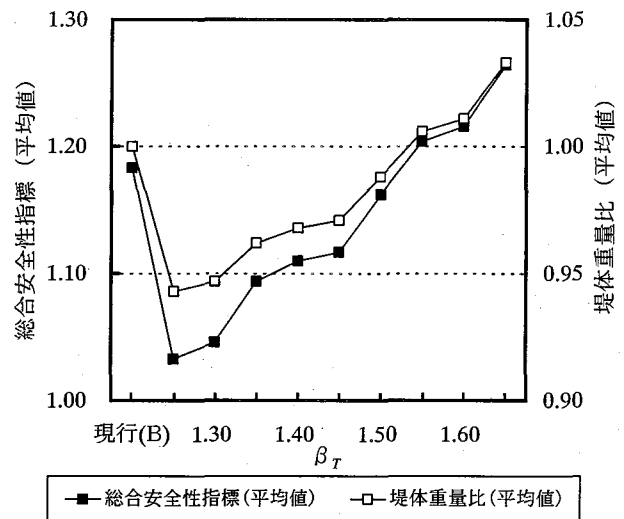


図-17 キャリブレーション結果

得られた結果に対して、式(13)に示すように総合破壊確率に対する各断面の総合破壊確率の分散最小案を最適案

として採用する。

$$\sum (P_{ft} - P_{fr})^2 \rightarrow \min \quad (13)$$

ここに、

P_{ft} : 総合破壊確率の目標値

P_{fr} : 信頼性設計法による総合破壊確率

図-18 に、各キャリブレーション条件の最適案の判定結果を示す。その結果、目標安全性指標 1.60 のケースが最適と判断される。堤体重量比平均値は 1.01 であり、現行設計法と建設コストは変わらないが、目標値に対する分散は約 1/3 となり、現行設計法よりも合理的な設計が行えることがわかる。

キャリブレーション結果の信頼性設計法と現行設計法による安全性指標分布の比較を図-19 に示す。現行設計法と比較して信頼性設計法の安全性指標の分布は範囲が狭く、極端に危険な施設の割合が減少し、安全性指標に関して均質な設計が可能であることがわかる。

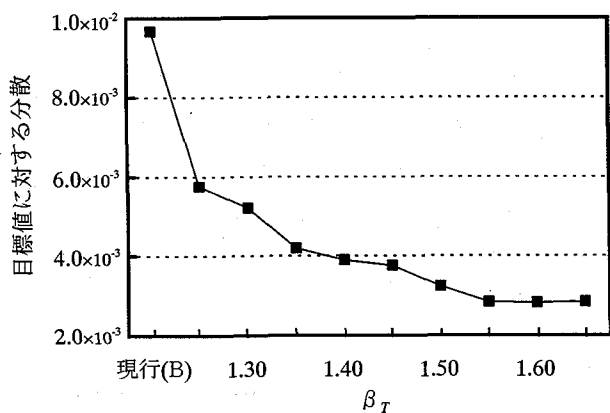


図-18 最適案判定結果 (重要度B級)

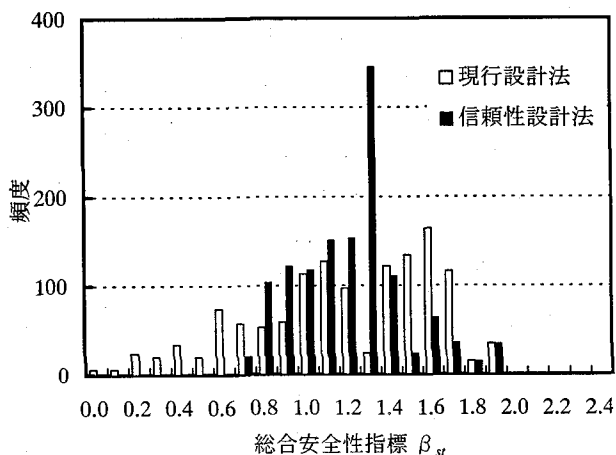


図-19 安全性指標分布

次に重要度A級 (重要度係数 1.2) および特級 (重要度係数 1.5) の施設について検討する。構造物係数以外の安全係数については、B級について得られた最適安全係数を採用し、構造物係数をA級については 1.00 から 1.10 まで、特級については 1.00 から 1.25 までそれぞれ 0.05 刻みで変化させた。結果を図-20～図-21 に示す。A級については、構造物係数 1.05 のケースが最適と判断され、目標値に対する分散は現行設計法の 1/8 程度であり、特級については構造物係数 1.20 が最適で、目標値に対する分散は現行設計法を 2 オーダー下回る値となり、現行設計法と比較して非常に合理的な結果を得る。堤体重量比は、いずれも 1.0 をやや下回っており、A級については 0.95, 特級については 0.97 となった。本キャリブレーションは建設コストの縮減を目標として行ったものではないが、現行設計法において安全な施設の割合がやや多かったため、分散最小案を採択した結果、結果的に建設コストが現状と比較して数パーセント低くなったものと考えられる。

以上の検討結果により最適と判断された安全係数を表-7 に示す。

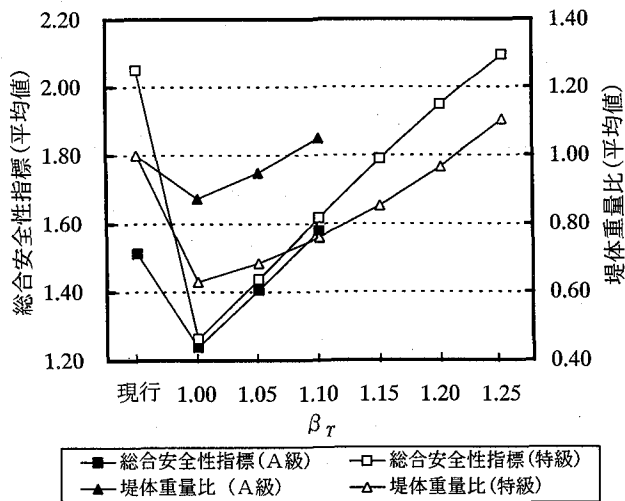


図-20 キャリブレーション結果

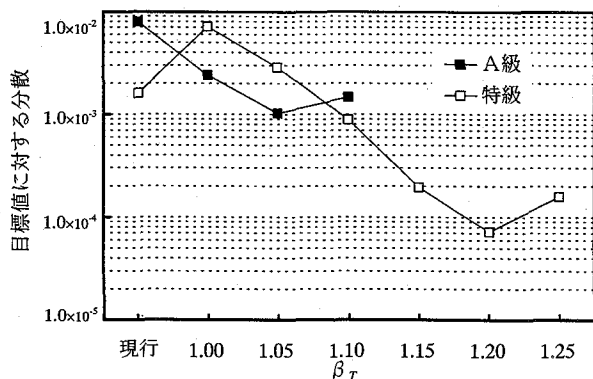


図-21 最適案判定結果

表－7 設計法（安全係数）の提案

	滑 動		転 倒	
	耐力	荷重	耐力	荷重
自重				
鉄筋コンクリート	0.97	0.99	0.96	0.99
無筋コンクリート	1.01	1.03	1.00	1.03
中詰材	1.00	1.04	0.99	1.04
摩擦係数	0.94	—	—	—
土圧				
静的成分	0.95	1.08	0.92	1.08
動的成分の位相差	-0.56	-0.42	-0.58	-0.42
設計震度				
A地区 1種	(1.66)	(1.31) 1.73	(1.73)	(1.31) 1.73
2種	(1.29)	(1.01) 1.33	(1.33)	(1.01) 1.33
3種	(1.00)	(0.78) 1.04	(1.04)	(0.78) 1.04
B地区 1種	(1.91)	(1.50) 1.98	(1.98)	(1.50) 1.98
2種	(1.41)	(1.12) 1.47	(1.47)	(1.12) 1.47
3種	(1.08)	(0.85) 1.12	(1.12)	(0.85) 1.12
C地区 1種	(1.72)	(1.36) 1.78	(1.78)	(1.36) 1.78
2種	(1.39)	(1.09) 1.44	(1.44)	(1.09) 1.44
3種	(1.11)	(0.87) 1.16	(1.16)	(0.87) 1.16
D地区 1種	(1.71)	(1.34) 1.77	(1.77)	(1.34) 1.77
2種	(1.35)	(1.06) 1.40	(1.40)	(1.06) 1.40
3種	(1.07)	(0.84) 1.11	(1.11)	(0.84) 1.11
E地区 1種	(2.25)	(1.77) 2.33	(2.33)	(1.77) 2.33
2種	(1.64)	(1.27) 1.70	(1.70)	(1.27) 1.70
3種	(1.22)	(0.95) 1.27	(1.27)	(0.95) 1.27
R_{WL}	0.71			
R_{RWL}	1.21			
構造物係数				
特 級	1.20			
A 級	1.05			
B 級	1.00			

()内は土圧動的成分算出時に用いる値

5. まとめ

本研究により得られた主要な結論は以下の通りである。

- ①ケーソン式岸壁のレベル1地震動作用に関する設計パラメータの従う確率分布を推定した。
- ②現行設計法によるケーソン式岸壁の総合安全性指標は、再現期間75年のレベル1地震動の作用に対して、平均的に1.4程度、変動係数0.4程度の値を持つ。
- ③レベル1信頼性設計法によりコードキャリブレーションを行い、表－7に示す安全係数を提案する。
- ④レベル1信頼性設計法を導入することにより、安全性にばらつきの少ない合理的な設計を行うことが可能である。平均破壊確率に対する分散は、信頼性設計法の適用により現行設計法の1/3程度から2オーダー低い値となる。建設コストは従来と同じレベルであるが、重要度A級以上の施設については、数パーセントの建設コストの縮減が可能である。

本研究においては、加速度最大値をもとに震度を算出する震度法の枠組みを変えないという前提条件で信頼性設計法の適用を検討した。加速度最大値のみで構造物の安定性を議論することに限界があることは筆者としても承知しているところであり、今後は震度法に変わる合理的な簡易耐震性判定法を構築し、確率論の適用を検討する必要があると考えている。

参考文献

- 1)長尾 毅, 大久保昇, 川崎 進, 林由木夫: 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性(第3報)～レベル1, 2の設計法の適用性総括～, 港湾技術研究所報告, Vol.37, No.2, pp.131-176, 1998.
- 2)長尾 毅, 吉浪康行, 佐貫哲朗: 信頼性設計法によるケーソン式岸壁の滑動安全性の評価, 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, pp.487-490, 2000.
- 3)高山知司, 鈴木康正, 河合弘泰, 藤咲秀可: 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, 1994.
- 4)運輸省港湾局監修, 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999.
- 5)野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.4, No.4, pp.67-111, 1975.
- 6)白石 悟, 上田 茂, 上部達生: 限界状態設計法における地震荷重の荷重係数の検討, 港湾技研資料, No.708, 1991.
- 7)米山治男, 白石 悟, 上部達生, 最新の基盤加速度データに基づいた地震荷重の変動係数の地域特性, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), pp.938-939, 1999.
- 8)野津 厚, 上部達生, 佐藤幸博, 篠沢 巧: 距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係, 港湾技研資料, No.893, 1997.
- 9)Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No.ERRC 72-12, col. of Eng., University of California at Berkeley, Dec. 1972.
- 10)Petruaskas, C. and P. M. Aagaard: Extrapolation of Historical Storm Data for Estimating Design Wave Heights, Proc. of 2nd Offshore Technology Conference, pp. I -409-428, 1970.
- 11)白石 悟, 上田 茂: 港湾構造物および海洋構造物の安全性照査に関する検討, 港湾技術研究所報告, Vol.26, No.2, pp.493-576, 1987.
- 12)善 功企, 山崎浩之, 梅原靖文: 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.26, No.1, pp.41-113, 1987.
- 13)神山 眞: 表層地盤条件による最大地動(最大加速度, 最大速度, 最大変位)の増幅特性について, 軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム論文集, 土質工学会, pp.126-137, 1994.
- 14)河合弘泰, 高山知司, 鈴木康正, 平石哲也: 潮位変化

を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率, 港湾技術研究所報告, Vol.36, No.4, pp.3-41, 1997.

15)古土井光昭, 片山猛雄: 残留水位測定調査, 港湾技研資料, No.115, 1971.

16)E. kohama, K. Miura, N. Yoshida, N. Ohtsuka and S. Kurita : Instability of Gravity Type Quay Wall Induced by Liquefaction of Backfill during Earthquake, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.71-84, 1998.

17)小濱英司, 三浦均也, 井上清敬, 大塚夏彦, 笹島隆彦, 林 忠志, 吉田 望: 振動特性の異なる岸壁の振動台模型実験, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1667-1668, 1999.

18)大塚夏彦, 井上清敬, 笹島隆彦, 三浦均也, 小濱英司: 地震時における重力式岸壁の動的挙動に与える液状化の影響に関する有限要素解析, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2053-2054, 2000.

19)堀家 正, 春日井康夫: ケーソン式係船岸の構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No.702, 1991.

20)Hasofer, A. M. and Lind, N. C. : Exact and Invariant Second moment Code Format, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.100, No.EM1, pp.111-121, 1974.

21)鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の安全性評価法および RC 橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.578, V-37, pp.71-87, 1997.

22)野田節男, 上部達生: 重力式岸壁の地震被災事例集, 港湾技研資料, No.227, 1975.

23)土田 肇, 野田節男, 稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 大根田秀明, 外山進一: 1983 年日本海中部地震被害報告, 港湾技研資料, No.511, 1985.

24)上田 茂, 稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 風間基樹, 松永康男, 藤本健幸, 菊池喜昭, 宮井真一郎, 関口信一郎, 藤本義則: 1993 年釧路沖地震被害報告, 港湾技研資料, No.766, 1993.

25)稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 風間基樹, 山崎浩之, 松永康男, 関口信一郎, 水野雄三, 藤本義則: 1993 年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告, 港湾技研資料, No.791, 1994.

26)運輸省第二港湾建設局, 運輸省港湾技術研究所: 三陸はるか沖地震現地調査報告書, 1995.

27)稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 田中祐人, 山崎浩之, 宮井真一郎, 野津 厚, 宮田正史, 藤本義則: 1994 年北海道東方沖地震による港湾施設被害報告, 港湾技研資料, No.856, 1997.

28)土田 肇, 稲富隆昌, 上田 寛: 1982 年浦河沖地震港湾被害報告, 港湾技研資料, No.472, 1983.

29)星谷 勝, 石井 清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.

(2000 年 9 月 14 日受付)