

防波堤の限界状態設計における波浪外力の荷重係数

高山知司*・池田直太**・立石義博***

1. ま え が き

コンクリート構造物の設計法は、従来の許容応力度法から限界状態設計法に移行される方向にある。許容応力度法は、外力によって生じる部材応力が設定した許容値以下になるように設計する方法であるのに対して、限界状態設計法は、不確定な要素によって生じる構造物の破壊に着目し、その破壊の起きる確率が小さくなるように設計する方法である。構造物を破壊に導く不確定な要素としては、使用する材料の特性値や部材寸法のばらつき、構造解析における断面力の算定誤差、さらには構造物に働く外力の不規則性に起因する外力の算定誤差などがある。これらの不確定要素をすべて考慮して、構造物の破壊確率を推定することが困難であるため、不確定要素を個々に分けて、それぞれについて安全係数を定めることが行われている。これらの安全係数のうち、外力に係わる安全係数は荷重係数と呼ばれている。

海中構造物の設計においては最も重要な外力は波力である。波力は構造物設置点での波の諸元に関係し、その地点の波は沖波の特性と周囲の海底地形条件によって大きく変化する。そのため、波浪外力の荷重係数は、波力の推定精度だけではなく、沖波や波浪変形計算の算定精度にも大きく依存する。本論文は、防波堤の部材設計に限界状態設計法を適用する際に必要となる波浪外力の荷重係数について検討したものである。

2. 荷重係数の算定方法

(1) 荷重係数の定義

構造物が破壊するのは構造物に抵抗力を越えた荷重が作用する場合である。抵抗力 R と荷重 F が正規分布すると仮定して、破壊基準関数 Z として次式で示される定義を用いた。

$$Z = R - F \quad \dots\dots\dots (1)$$

上記の仮定によって、破壊基準関数も正規分布することになり、 Z の平均値 Z_m と標準偏差 σ_z はそれぞれ式

(2) および (3) のようになる。

$$Z_m = R_m - F_m \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_F^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 R_m と F_m は R と F の平均値、 σ_R と σ_F は R と F の標準偏差である。

破壊基準関数が正規分布するため、構造物が破壊する確率は図—1 に示すように Z の平均値と標準偏差との比 β によって定まる。

$$\beta = Z_m / \sigma_z \quad \dots\dots\dots (4)$$

この比が大きいくほど構造物の破壊確率は小さくなるので、これを安全性指標と呼んでいる。

$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_F^2}$ を線形化して

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_F^2} = \alpha(\sigma_R + \sigma_F) \quad \dots\dots\dots (5)$$

のように置くと、 $1/3 < \sigma_F / \sigma_R < 3$ において $\alpha = 0.75$ と近似することができる。そこで、式 (2)~(5) を用いると、次式が求まる。

$$R_m(1 - \alpha\beta V_R) = F_m(1 + \alpha\beta V_F) \quad \dots\dots\dots (6)$$

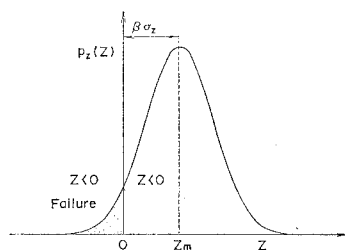
ここに、 V_R および V_F は R および F の変動係数である。式 (6) の右辺は β の値に対応した破壊確率で構造物を設計する場合の荷重の大きさを表している。このことから、荷重係数 γ は次式のように定義される。

$$\gamma = F_m(1 + \alpha\beta V_F) / F_D \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 F_D は設計に用いた荷重であり、これは必ずしも F_m と同じにはならない。

(2) 波浪外力の荷重係数の算定法

式 (7) を用いて波浪外力の荷重係数を求めるためには、波浪荷重の平均値と変動係数を算定しなければならない。そのためには、波浪荷重の発生確率分布を推定



図—1 破壊基準関数の分布

* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 水工部 部長
 ** 正会員 運輸省港湾技術研究所 水工部 波浪研究室
 *** 運輸省港湾建設局 下関調査設計事務所

しておかなければならない。波浪荷重の発生確率分布 $p(F)$ は構造物の耐用年数 L_s 間に発生する最大の波浪外力の発生確率分布であるから、年最大波力の出現確率分布 $p_F(F)$ を用いて、次式のように表すことができる。

$$p(F) = L_s \{1 - P_F(F)\}^{L_s-1} p_F(F) \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $P_F(F)$ は $p_F(F)$ の超過確率である。

沖波の推定誤差や波浪変形計算および波力公式の算定誤差は平均的な偏りをもちながら、正規分布していると仮定し、次のように設定した。

a) 沖波の推定精度

$$\left. \begin{array}{l} \text{平均値 } \bar{X}_0: \bar{X}_0 = (1 + \alpha_0) X_R \\ \text{標準偏差 } \sigma_0: \sigma_0 = \gamma_0 X_R \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 X_R は沖波の推定誤差を考慮する前の沖波波高、 α_0 と γ_0 は沖波の平均値の偏り量と変動係数である。

b) 波浪変形計算の算定精度

屈折および回折による波浪変形

$$\left. \begin{array}{l} \text{平均値 } \bar{X}_m: \bar{X}_m = B_{m1}(1 + \alpha_m) \bar{X}_0 + B_{m2} \\ \text{標準偏差 } \sigma_m: \sigma_m = \gamma_m (B_{m1} \bar{X}_0 + B_{m2}) \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 α_m と γ_m は波浪変形の平均値の偏りと変動係数、 B_{m1} と B_{m2} は屈折および回折による波浪変形後の波高に変換する係数である。

最高波高

$$\left. \begin{array}{l} \text{平均値 } \bar{X}_M: \bar{X}_M = B_{M1}(1 + \alpha_M) \bar{X}_m + B_{M2} \\ \text{標準偏差 } \sigma_M: \sigma_M = \gamma_M (B_{M1} \bar{X}_m + B_{M2}) \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 α_M と γ_M は最高波高の平均値の偏りと変動係数、 B_{M1} と B_{M2} は有義波高から最高波高に変換する係数で、 $\bar{X}_m$ によって変わる。

c) 波力公式の算定精度

$$\left. \begin{array}{l} \text{平均値 } \bar{P}: \bar{P} = B_P(1 + \alpha_P) \bar{X}_M \\ \text{標準偏差 } \sigma_P: \sigma_P = \gamma_P B_P \bar{X}_M \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 α_P と γ_P は波力の平均値の偏りと変動係数、 B_P は波高から波力に変換する係数で、 $\bar{X}_M$ によって変わる。

このように設定すると、著者の1人(高山, 1989)が求めたように波力の出現確率分布は次式で計算することができる。

$$p_P(P) = \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} p_R(X_R) \cdot \exp\left\{-\frac{(P-\bar{P})^2}{2\sigma^2}\right\} dX_R \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $p_R(X_R)$ は波浪観測値あるいは波浪推算値から求めた年最大沖波の出現確率分布である。

式(13)中の P は式(9)~(12)を用いて、次式の

ように書き直すことができる。

$$\begin{aligned} \bar{P} = & B_P(1 + \alpha_P) [B_{M1}(1 + \alpha_M) \\ & \cdot \{B_{m1}(1 + \alpha_m)(1 + \alpha_0)X_R + B_{m2}\} + B_{M2}] \\ & \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

また、式(13)中の σ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma^2 = & \sigma_P^2 + B_P^2(1 + \alpha_P)^2 [\sigma_M^2 + B_{M1}^2(1 + \alpha_M)^2 \\ & \cdot \{\sigma_m^2 + B_{m1}^2(1 + \alpha_m)^2 \sigma_0^2\}] \quad \dots\dots\dots (15) \end{aligned}$$

式(13)からわかるように波力の出現確率分布形は標準偏差 σ の値によって変化し、この値が小さいほど沖波の出現確率分布形に似た分布形になる。

3. 波浪外力の荷重係数の計算条件

(1) 沖波波高の出現確率分布形状

現地波浪観測値あるいは波浪推算値から求まる年最大沖波波高の出現確率分布形としては、次式の Weibull 分布を仮定した。

$$p_R(X_R) = \frac{k}{A} \left(\frac{X_R - B}{A} \right)^{k-1} \exp\left[-\left(\frac{X_R - B}{A}\right)^k\right] \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 A および B 、 k は Weibull 分布の母数である。

荷重係数の計算に当たっては、 $A=2.5$ 、 $B=1.55$ とし、 k の値としては、 $k=1.0$ および 2.0 の2つの値を採用した。再現期間 R_P 年の波を設計沖波とすると、設計沖波波高 X_{0D} は

$$X_{0D} = B + A \{\ln(R_P)\}^k \quad \dots\dots\dots (17)$$

となり、 $R_P=50$ とすると、 $k=1.0$ の場合 $X_{0D}=11.3$ m、 $k=2.0$ の場合 $X_{0D}=6.5$ m となる。

(2) 各種推算値の推定誤差

波浪外力の荷重係数算定のために、式(9)から(12)に示した各種推算値における平均値の偏りや変動係数を設定しなければならない。以下においては、著者ら(1991)が既往の実験結果から求めた推定誤差の値について述べる。

a) 沖波の推定誤差

式(16)に示したような沖波の波高出現確率分布は、限られた異常時の波浪データから推定するため、当然、推定誤差が含まれていると考えられる。しかしながら、これを検討する有効な手段がないこともあって、ある母集団に属する波浪を異なる他の母集団の波浪と推定したときに生じる推定波高の偏りや信頼区間に関する合田(1988)の検討結果を参照して、 $\alpha_0=0$ 、 $\gamma_0=0.1$ のように設定した。

b) 波浪変形計算および最高波高の推定誤差

本荷重係数の計算では、海底勾配は一律で、波は等深線に直角に入射すると仮定して、平面地形による波浪変形は小さいとして、 $B_{m1}=1.0$ および $B_{m2}=0$ とした。波浪変形計算の算定誤差については、実験値と計算値を比較した結果から求めた値を大きめに丸めた数値とし

て、 $\alpha_m=0, \gamma_m=0.05$ とした。

浅水変形や砕波変形による波高の変化は合田 (1975) の砕波変形計算の簡略式で計算し、これによる波浪変形については最高波高の算定式 (11) の B_{M1} および B_{M2} の値の中に含ませた。砕波変形計算における最高波高の算定誤差としては、 $\alpha_M=-0.1, \gamma_M=0.1$ とした。

c) 波力の算定誤差

混成堤および消波工被覆堤の現行部材設計では、合田 (1973) の波力公式およびそれを修正した波力公式が用いられている。消波工被覆堤の場合の修正方法としては、堤体前面のマウンド水深の効果は無視するとともに、波力全体に低減係数 λ を乗ずるようになっている。 λ の値としては、高橋ら (1990) が提案した次式を用いた。

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & (X_M/h_D < 0.3) \\ 1.2 - 2(X_M/h_D)/3 & (0.3 \leq X_M/h_D \leq 0.6) \\ 0.8 & (X_M/h_D > 0.6) \end{cases} \dots\dots\dots (18)$$

現行の部材設計では合田波圧公式で示される分布形になるとして設計されていることもあって、堤体に働く合波力で検討した値を用いることにした。実験値の波力と計算した波力とを比較することによって波力公式の算定誤差を調べ、結果を安全側に丸めた値として、混成防波堤の場合、 $\alpha_P=-0.05, \gamma_P=0.20$ 、消波工被覆堤の場合、 $\alpha_P=-0.15, \gamma_P=0.10$ とした。

(3) 計算に用いた堤体および波浪、地形条件

荷重係数の算定に用いた堤体の諸元は表一に示すような3種類の条件に設定した。表一の値は設計基準水位から測った値を示している。堤体の天端高は入射してくる波の有義波高の0.6倍の高さを基本とし、その高さを0.5m毎に丸めた値とした。堤体の耐用年数は50年とした。設計潮位は設計基準水位上1.5mの高さとした。また、海底は勾配が一般的な地形を想定し、表一に示す4種類の海底勾配について計算した。

波浪変形計算では、波高ばかりではなく周期にも関係するため、波形勾配が一定の波が入射すると仮定して、表一に示す3種類の沖波波形勾配を設定した。式(8)中の F_D の計算に用いる設計沖波の再現期間は50年とした。

表一 計算条件

設置水深(m)	マウンド水深(m)	前面マウンド水深(m)	海底勾配	沖波波形勾配
5	3.5	2	1/10	0.02
10	8	6.5	1/30	0.035
			1/50	0.05
15	11	9.5	1/100	

4. 波力の出現確率分布と波浪外力の荷重係数の特性

(1) 波力の出現確率分布

波浪外力の出現確率分布を計算した一例を図一に示す。図中の点線が式(8)で示されている波浪外力の出現確率分布で、実線が式(13)で示されている年最大波力の出現確率分布である。図一における波浪外力の出現確率分布は、対称形に近い分布形を示しており、正規分布形で近似できることがわかる。この対称性は、水深が浅く、砕波の影響を強く受けるほど強くなり、水深が深く、砕波の影響が小さくなるほど弱くなる。

(2) 荷重係数の特性

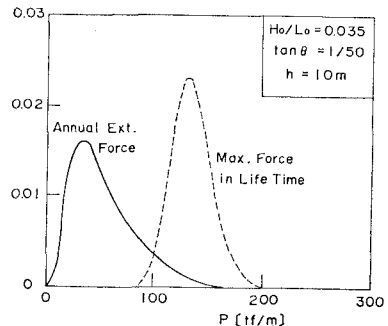
荷重係数には、沖波の波形勾配や海底勾配、堤体の設置水深、沖波波高の分布形が影響すると考えられる。そこで、これらの要素が荷重係数にどのように影響するか調べた。荷重係数は安全性指標 β によって変化するため、ここでは95%の安全性を示す、 $\beta=1.65$ における荷重係数の値を用いて検討した。

a) 沖波波形勾配の影響

図一は、 $k=2.0$ における波形勾配に対する混成堤の荷重係数の変化を示したものである。この図でわかるように、波形勾配によって荷重係数は変化しているが、海底勾配 1/10 で水深 15m の場合を除けば荷重係数の変化は非常に小さく、ほとんどの場合、沖波波形勾配の影響はないとして無視することができる。ここでは示していないが、このような傾向は $k=1.0$ の場合でも同じで、消波工被覆堤の場合でも、荷重係数の値は混成堤の場合より小さいが、荷重係数の変化傾向は混成堤とはほぼ同じであった。以上の結果から、海底勾配が急な 1/10 の場合を除けば、沖波波形勾配は荷重係数にはほとんど影響を与えないことが明らかになった。

b) 海底勾配の影響

図一は、 $k=2.0$ の場合における混成堤の荷重係数の変化を示している。横軸は海底勾配の逆数を示している。荷重係数は、海底勾配が急になるに従って、大きく



図一 年最大波力と耐用年数における最大波力の分布

なる傾向を示すが、海底勾配が 1/30 程度まではほとんど変化せず、海底勾配が 1/10 になると荷重係数が急に大きくなる。この傾向は $k=1.0$ の場合でも同じで、消波工被覆堤の場合でも同じ変化傾向を示した。以上のことから、海底勾配が 1/30 より緩やかな場合には、荷重係数は海底勾配によらず一定とみなすことができる。しかし、海底勾配が急な 1/10 の場合には、他の勾配とは別途検討する必要がある。

c) 堤体設置水深の影響

図-5 は、 $k=2.0$ の場合について、堤体設置点での水深に対する混成堤の荷重係数の変化を示したものである。この図からわかるように、荷重係数は、海底勾配が 1/10 の急な場合と 1/30 以下の緩やかな場合とでその変化傾向が異なる。1/10 の場合、碎波の影響を強く受ける $h=5\text{m}$ から $h=10\text{m}$ に水深が変化すると、荷重係数は 1.3 から 1.4 に増大するが、さらに水深が増大し、碎波の影響の少ない $h=15\text{m}$ になっても荷重係数はほとんど変化しない。一方、1/30 より緩やかな海底勾配では、荷重係数は $h=10\text{m}$ まではほとんど変化せず、 $h=15\text{m}$ になると増大する。このような荷重係数の変化は、堤体に作用する波力を入射有義波高の 5 倍沖側での

水深における最高波高を用いて算定しているためだと考えられる。

(3) 安全性指標に対する荷重係数の変化

既に述べたように波浪外力の荷重係数は、沖波波高の出現確率分布形や防波堤の設置水深によって変化する。また、海底勾配が 1/30 程度より緩やかな場合と 1/10 程度の急勾配の場合とで異なる値を示す。そこで、安全性指標に対する荷重係数の変化を設置水深をパラメータにして、沖波波高の出現確率分布および 1/30 以下の緩勾配と 1/10 の急勾配に分けて検討した。

図-6 は混成防波堤の場合の荷重係数の変化を示したものである。図-6 (a) は沖波波高の出現確率分布が $k=1.0$ の場合であり、(b) は $k=2.0$ の場合である。荷重係数は安全性指標の増大とともにほぼ線形的に増大

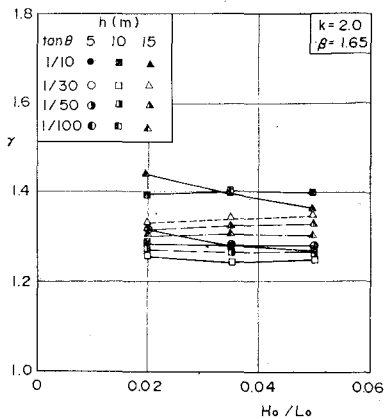


図-3 波形勾配による荷重係数の変化

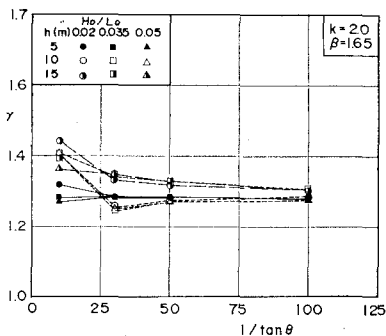


図-4 海底勾配による荷重係数の変化

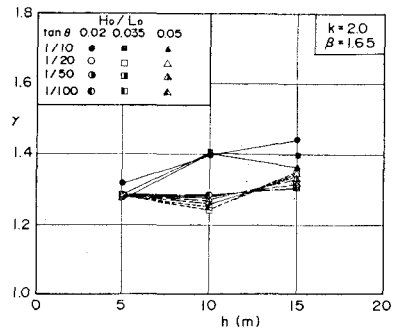
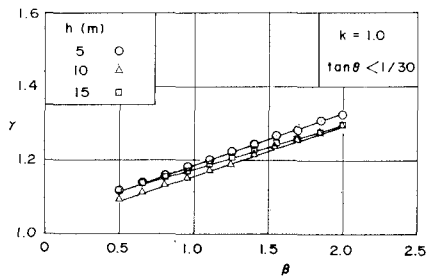
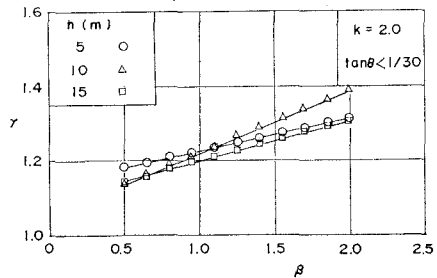


図-5 堤体設置水深による荷重係数の変化



(a) $k=1.0$



(b) $k=2.0$

図-6 海底緩勾配における安全性指標による混成堤の荷重係数の変化

している。 $k=1.0$ の場合は防波堤の設置水深が深くなるほど荷重係数が大きくなる傾向はあるが、設置水深による変化は小さく、ほぼ同じ荷重係数とみなすことができる。 $\beta=1.5\sim 2.0$ の範囲では $\gamma=1.25\sim 1.3$ である。一方、 $k=2.0$ の場合には、設置水深が 15m において他の水深より変化が急になっており、 $\beta=2.0$ では $\gamma=1.4$ になり、他の水深では $\gamma=1.3$ で、 $k=1.0$ の場合とほぼ同じ値である。これは、設計沖波波高が $k=1.0$ の場合に $X_{0D}=11.3\text{m}$ となって、水深 15m でも最高波高は碎波の影響を受けるのに対して、 $k=1.0$ の場合は $X_{0D}=6.5\text{m}$ となって水深 15m では最高波高は碎波の影響をほとんど受けないことによると考えられる。

図-7 は消波工被覆堤の場合である。消波工被覆堤の場合も荷重係数の変化傾向は混成堤の場合とほぼ同じであるが、荷重係数の値は混成堤の場合より小さく、 $k=2.0$ では、水深 15m であっても $\beta=2.0$ で $\gamma=1.1$ 程度である。このように消波工被覆堤の場合に混成堤に比して荷重係数が小さくなったのは、3. (2) で述べているように消波工被覆堤に働く波力を混成堤の場合より大きめに推定しているためである。

図-8 は、 $k=2.0$ における海底勾配が 1/10 の場合の混成堤の荷重係数を示している。設置水深が浅い 5m の場合は海底勾配が 1/30 より緩やかな場合とほぼ同じ荷重係数になるが、水深が深くなると荷重係数は混成堤の場合より大きくなり、 $\beta=2.0$ では $\gamma=1.45$ になる。

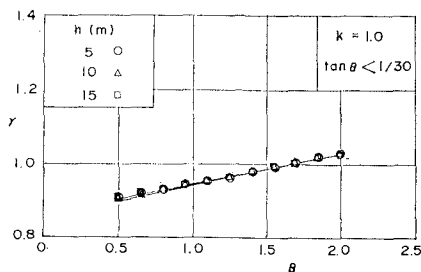
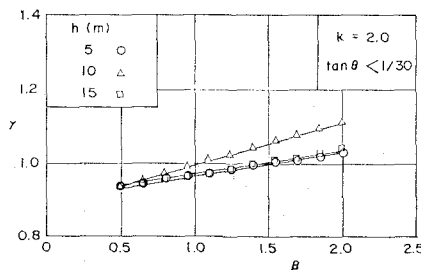
(a) $k=1.0$ (b) $k=2.0$

図-7 海底緩勾配における安全性指標による消波工被覆堤の荷重係数の変化

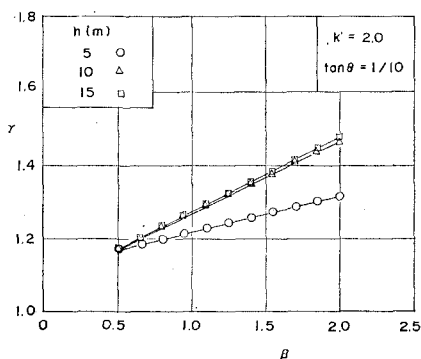


図-8 1/10海底勾配における安全性指標による混成堤の荷重係数の変化 ($k=2.0$)

以上の結果、破壊確率を 5% ($\beta=1.65$) としたときの概略の荷重係数を示すと、混成防波堤の場合、 $\gamma=1.3\sim 1.35$ 、消波工被覆堤の場合、 $\gamma=1.1$ となる。海底勾配が急な場合には、ここで示した荷重係数より大きな値になる場合があるので注意が必要である。

5. あとがき

限界状態設計法を適用して防波堤の部材設計を行う場合、波浪外力の荷重係数をどのような値に設定するかが重要な問題として残されていたが、本研究によって概略の荷重係数を求めることができた。しかしながら、本研究で検討したのは、混成堤と消波工被覆堤の場合だけである。荷重係数は防波堤の形状によって異なるため、他形状の防波堤については別途検討する必要がある。

本研究の遂行に当たって、港湾技術研究所計画設計基準部設計基準研究室 南兼一郎前室長からは荷重係数の算定に関して貴重な助言を頂いた。また、荷重係数の計算では、日本海洋コンサルタント大堀晃一氏および五洋建設株式会社関本恒浩、鵜飼亮行の両氏の協力を得た。ここに記して、深く感謝する次第である。

参考文献

- 合田良実 (1973): 防波堤の設計波圧に関する研究, 港研報告, 第12巻, 第3号, pp. 31-69.
- 合田良実 (1975): 浅海域における波浪の碎波変形, 港研報告, 第14巻, 第3号, pp. 59-106.
- 合田良実 (1988): 極値統計におけるプロットング公式ならびに推定値の信頼区間に関する検討, 港研報告, 第27巻, 第2号, pp. 31-92.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎 (1990): 消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重, 港研報告, 第29巻, 第1号, pp. 53-75.
- 高山知司 (1989): 信頼性理論による防波堤滑動の安定性に関する検討, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 637-677.
- 高山知司・池田直太 (1991): 現行設計法における防波堤の滑動安定性, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 641-645.