

# 滑動と転倒による被災確率を考慮した防波堤の経済性設計の検討

高山知司\*・鈴木康正\*\*・河合弘泰\*\*\*

## 1. まえがき

我国では、防波堤は所要の安全率を持つように設計されている。しかし、実際には毎年のようにどこかの防波堤が、台風などによる高波によって被災をしている。したがって、当然のことながら所要の安全率は絶対的な安定性を保証していないことがわかる。しかも、同時に同じ高波を受けながら、被災する防波堤と被災しない防波堤とがあることから、同一の安全率が同一の安定性を保証していないこともわかる。これらについては著者の一人(1989, 1990, 1991, 1993)が、防波堤の耐用年数間の堤体の滑動遭遇確率を信頼性理論に基づいて計算し、設計の各種要因の影響について検討している。

一方、防波堤の破壊モードとしては、堤体の滑動、堤体の転倒、基礎地盤の破壊等があり、それぞれのモードに所要の安全率が定められている。そこで本研究では、まず現行設計法で所要の安全率を持つように設計された混成防波堤(図-1参照)について、堤体の滑動と転倒という2つの破壊モードに対する破壊確率を求め、堤体の安定性について検討した。次に、複数の破壊モードに対して、初期建設費と耐用年数間の修復費とを試算し、両者の和である総費用を基にして設計の最適案を決定する方法について検討した。さらにこの方法を応用して、現行設計法の経済性についても検討した。

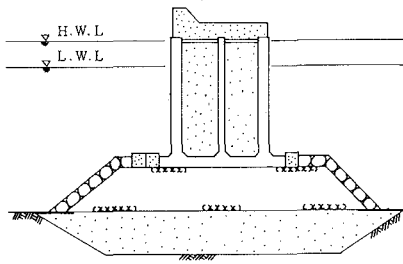


図-1 混成防波堤の断面図

## 2. 防波堤の滑動・転倒確率の計算法

### 2.1 沖波の推定精度

現行の設計法では、ある再現期間に対応した確率波高を求め、これを設計沖波波高としている。そのため、沖波の出現確率分布  $p_e(X_e)$  を各種の極値分布関数に当てはめ、最も適合のよい分布形を用いるのが普通である。

極値分布関数としては Gumbel 分布および Weibull 分布がよく用いられるが、その分布形に誤差が含まれると、沖波波高に影響する。これは、有限個数のデータに基づいて確率分布を推定するために生じる統計的不確実性や、ある母集団に属するものを異なる母集団に属すると判断したことによって、推定波高の偏りやばらつきが生じるためである。

いま、推定値のこのような偏りやばらつきによって、沖波波高を  $X_e$  と推定したときの実際の波高  $X_0$  は  $X_e$  の周りに平均的な偏りをもって、次式のように正規分布していると仮定する。

$$p_0(X_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_0} \exp\left\{-\frac{(X_0 - \bar{X}_0)^2}{2\sigma_0^2}\right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、平均値  $\bar{X}_0$  および標準偏差  $\sigma_0$  は次式のように仮定した。

$$\bar{X}_0 = (1 + \alpha_0)X_e, \quad \sigma_0 = \gamma_0 X_e \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $\alpha_0$  は推定値  $X_e$  からの平均的偏り、 $\gamma_0$  は  $X_e$  に対する変動係数である。

### 2.2 水位の確率分布

設計水位としては設定した再現期間に対応する高潮偏差に満潮位を加えた水位が用いられることが多い。

高潮が大きいときは波浪も大きくなり、高潮と波浪は連動していると考えることができるので、本文では高潮偏差と沖波が同じ確率で発生すると仮定した。ただし、高潮偏差のばらつきは考慮していない。

一方潮位は、波高や高潮の発生とは関係なく変化するため、独立な現象として取り扱う必要がある。ここでは潮位変化を単純化するために、単一周期で正弦的に変化すると仮定すると、潮位の出現確率密度関数は次式のようにになる。

\* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所水工部長  
 \*\* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所水工部波浪研究室長  
 \*\*\* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所水工部波浪研究室

$$p_f(\xi) = 1 / [\pi \xi_a \sqrt{1 - ((\xi/\xi_a) - 1)^2}] \quad (0 \leq \xi \leq \xi_a) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $\xi$ は潮位、 $\xi_H$ は潮位の全振幅、 $\xi_a$ は潮位の片振幅である。

2.3 波浪変形計算の推定精度

防波堤の設計においては、ケーソンに働く波力は波群中の最大の波高である最高波高を用いて算定されるため、防波堤設置点における最高波高の分布を推定する必要がある。

また、沖波波浪は、防波堤の設置点に到達するまでの間に海底地形の影響を受けて屈折、浅水変形、砕波変形等によってその波高や波向が変化する。

そこで、沖波  $X_0$  より設計水深における最高波高  $X_M$  を波浪変形計算により求める。ただし、ここでは一様勾配海岸に直角に入射する場合を考えているので浅水砕波変形のみを考慮している。いま、波浪変形の算定誤差が平均的な偏りをもって、正規分布をすと仮定すると、防波堤設置点における  $X_M$  の出現確率密度は次式のようになる。

$$p_M(X_M) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_M} \exp\left\{-\frac{(X_M - \bar{X}_M)^2}{2\sigma_M^2}\right\} \quad \dots\dots (4)$$

ここに、平均値  $\bar{X}_M$  と標準偏差  $\sigma_M$  は次式のように表した。

$$\bar{X}_M = (1 + \alpha_M) X_{Me}, \quad \sigma_M = \gamma_M X_{Me} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $\alpha_M$  は最高波高の推定値  $X_{Me}$  からの平均的偏り、 $\gamma_M$  は  $X_{Me}$  に対する変動係数である。

2.4 防波堤に作用する波力の算定精度

波の作用によって防波堤には2方向の波力成分が作用する。1つは防波堤を水平に動かそうとする水平波力と、もう1つは底版に作用する揚圧力である。いま、水平波力  $P_H$  と揚圧力  $P_U$  の推定値をそれぞれ次式のように表す。

$$P_{He} = B_H X_M \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$P_{Ue} = B_U P_{He} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $B_H$  は最高波高から水平波力に変換する係数であるが、この係数は防波堤の諸元や最高波高によって変化する関数である。また、 $B_U$  は揚圧力と水平波力との比を表している。

波力公式は、実験公式であるため、当然推定誤差を含んでいる。そこで、波浪変形の場合と同様に、この推定誤差が平均的な偏りを含んだ正規分布を示すと仮定すると、水平波力の出現確率密度関数は、

$$p_P(P_H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_P} \exp\left\{-\frac{(P_H - \bar{P}_H)^2}{2\sigma_P^2}\right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

となる。ここで、平均値  $\bar{P}_H$  および標準偏差  $\sigma_P$  は次式のように仮定した。

$$\bar{P}_H = (1 + \alpha_P) P_{He}, \quad \sigma_P = \gamma_P P_{He} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $\alpha_P$  は波力の平均値の偏り、 $\gamma_P$  は  $P_{He}$  に対する変動係数である。

2.5 摩擦係数のばらつき

堤体下面と捨石マウンド上面との間の摩擦係数のばらつきを次式のような正規分布で表す。

$$P_f(f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_f} \exp\left\{-\frac{(f - \bar{f})^2}{2\sigma_f^2}\right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\bar{f}$  および  $\sigma_f$  は設計に用いる摩擦係数  $f_D$  と次式のような関係があると仮定した。

$$\bar{f} = (1 + \alpha_f) f_D, \quad \sigma_f = \gamma_f f_D \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $\alpha_f$  は摩擦係数の平均的偏り、 $\gamma_f$  は  $f_D$  に対する変動係数である。

2.6 自重のばらつき

堤体の自重はコンクリート製のケーソンと中詰砂の重量の和であるが、自重のばらつきを次式のような正規分布で表す。

$$p_W(W) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_W} \exp\left\{-\frac{(W - \bar{W})^2}{2\sigma_W^2}\right\} \quad \dots\dots (12)$$

ここに、 $\bar{W}$  および  $\sigma_W$  は設計に用いる自重  $W_D$  と次式のような関係があると仮定した。

$$\bar{W} = (1 + \alpha_w) W_D, \quad \sigma_w = \gamma_w W_D \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $\alpha_w$  は自重の平均的偏り、 $\gamma_w$  は  $W_D$  に対する変動係数である。

2.7 防波堤の滑動・転倒確率の計算法

a) 堤体の滑動確率

防波堤が滑動するためには、波浪による水平波力が堤体の抵抗力、つまり摩擦係数と自重との積で表される摩擦力を上回るときに起こると考えることができる。したがって、ある最高波高が防波堤に作用するときに堤体が滑動する条件は次式で与えられる。

$$f < f_0 = P_H / \{W_B + w_0(\eta_R - \eta + \zeta_H - \zeta) - B_U P_H\} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 $W_B$  は設計水位における防波堤の単位長さ当たりの水中重量、 $w_0$  は海水の単位体積重量、 $\eta_R$  は設計に用いた再現期間に対応する高潮偏差、 $\zeta_H (= 2\zeta_a)$  は潮位の両振幅、 $\eta$  は水平波力  $P_H$  が作用するときの高潮偏差、 $\zeta$  はそのときの潮位である。

式 (14) で求まる滑動限界摩擦係数  $f_0$  より実際の摩擦係数が小さいときに堤体は滑動するので、滑動の確率  $P_S$  は次式で求まる。

$$P_S = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{f_0} \{p_f(f) p_W(W) p_P(P_H) \cdot p_M(X_M) p_0(X_0) p_e(X_e) p_\xi(\xi)\} \cdot df dW dP_H dX_M dX_0 dX_e d\xi \quad \dots\dots\dots (15)$$

b) 堤体の転倒確率

堤体の転倒は次の条件のときに起こる。

$$t < t_0 = \frac{M_H + M_U}{W_B} - \frac{(R_{MH} + R_{MU})P_H}{W_B} \dots\dots\dots(16)$$

ここに、 $t_0$  は転倒限界状態のときの堤体後端から堤体重心までのうでの長さを表す。 $M_H$  および  $M_U$  は、堤体後端における水平力および揚圧力による波力モーメント、また  $R_{MH}$  および  $R_{MU}$  は波力に対する水平波力モーメントと揚圧力モーメントの比例係数である。なお、ここでは  $t$  は確定値とし、堤体幅の 1/2 とした。

転倒の確率  $P_0$  は次式のようになる。

$$P_0 = \int_0^{t_0} \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty \{p_t(t)p_w(W)p_p(P_H) \cdot p_M(X_M)p_e(X_e)p_\xi(\xi) \cdot dt dW dP_H dX_M dX_e d\xi \dots\dots\dots(17)$$

c) 滑動および転倒による被災確率

堤体が滑動あるいは転倒する確率  $P_D$  は次式で表される。

$$P_D = P_S + P_0 - P_{S,0} \dots\dots\dots(18)$$

ただし、 $P_{S,0}$  は滑動と転倒が同時に発生する確率であるが、ここでは  $t$  は堤体幅の 1/2 とし、確定値であるので  $P_{S,0}$  は転倒が生ずる条件下での滑動の発生する確率に等しい。

2.8 滑動および転倒に対する堤体の安定性

堤体の滑動と転倒という 2 つの破壊モードに対する安定性について検討するために、次のような条件の下における破壊確率を計算した。

a) 設計条件

- 耐用年数：50 年
- 設計水深：20 m
- 海底勾配：1/10
- 設計沖波： $k=2$ ,  $A=2.5$ ,  $B=3.05$  の Weibull 分布を仮定し、50 年確率波とする。設計沖波の諸元は、 $(H_{1/3})_0=8.0$  m,  $(T_{1/3})_0=12.1$  s とする。

堤体天端高：0.6 $H_{1/3}$

マウンド天端水深：16 m

b) 堤体の滑動・転倒遭遇確率の計算条件

各種の不確定要素の平均値の偏りと変動係数は、現在までの調査および研究結果等に基づき、表-1 に示した

表-1 計算に用いた平均値の偏りと変動係数

検討項目	$\alpha$	$\gamma$
沖波	0	0.1
砕波変形	-0.13	0.09
波力	-0.09	0.17
摩擦係数	0.06	0.16
自重	0	0.1

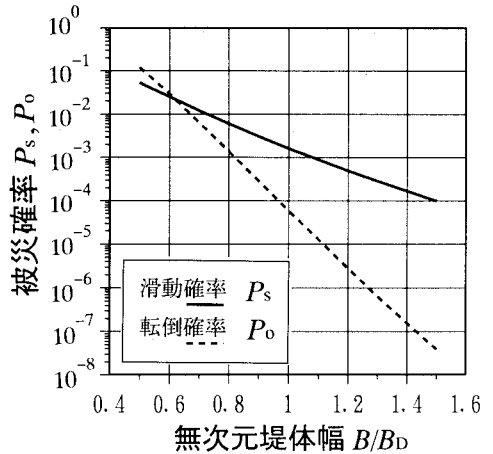


図-2 滑動と転倒に対する被災確率

値を用いた。

c) 計算結果

図-2 は堤体の滑動および転倒の被災確率の計算結果である。横軸は現行の設計法による堤体幅  $B_D$  に対する比を示している。この図から、現行設計値付近 ( $B/B_D=1$ ) では被災確率に 30 倍程度の差があり、現行設計法においては破壊モードごとの安定性に不均衡があることがわかる。

3. 現行の防波堤設計法の経済性について

3.1 経済性の検討方法

現行の防波堤設計法では、外力等の設計条件は確定値として設定され、不確定要素による影響は、設定した安全率でほぼ十分にカバーされていると考えられている。そのため、防波堤の建設における経済性については、初期の建設費に対してのみ検討され、耐用年数の間に受ける被災の修復費を含めて検討されることはなかった。

しかし、実際には、上に述べてきたように設計の各段階における種々の不確定要因のために、安全率を考慮して設計したとしても、防波堤は耐用年数の間に被災する可能性がある。

そこで本研究では、防波堤の堤体幅を変化させて、それぞれの堤体幅に対する初期建設費を試算するとともに、堤体の滑動被災確率から耐用年数間における修復費を推定し、両者の和として総費用を算定して、現行の防波堤設計法の経済性について検討した。

なお、防波堤の設計条件および堤体の滑動・転倒確率の計算条件は 2.8 で仮定したものと同一とした。

3.2 検討の前提条件

a) ケーソンは滑動および転倒に対する安全率が 1.0 を割った段階でマウンドから完全に落下するものと

する。

- b) ケーソンは被災しても破壊せず、再使用可能とする。
- c) マウンドはケーソン据え付け位置より港内側で移動・散乱するものとする。
- d) 復旧により、再び元の状態に戻すこととする。

3.3 防波堤断面

a) 堤体幅

現行設計法において、安全率 1.2 以上を確保するとして設計された必要堤体幅の 50%~150% の範囲の堤体幅について検討を行った。

b) マウンド形状

マウンド厚、マウンド被覆厚、マウンド肩幅およびマウンドのり勾配等は、既存の防波堤についての調査結果に基づき標準的な値とした。

c) 地盤改良

地盤改良を実施する範囲や単価は建設地点に大きく依存し、一般的な設定は不可能である。そこで、本文では改良の工法はサンド・コンパクション・パイル工法を考え、改良深さを 10m と一定にし、改良幅をマウンド幅の 1.2 倍と仮定した。

3.4 工事費用の算定方法

a) 工事費用の算定式

混成防波堤の単位長さ当たりの工事費を次式で計算する。

$$\begin{aligned}
 \text{COST} &= f(X_1, X_2, X_3, \dots, X_{13}) \\
 &= C_1 X_1 + C_2 X_2 + C_3 X_3 + C_4 X_4 + C_5 X_5 \\
 &\quad + C_6 X_6 + C_7 X_7 + C_8 X_8 + C_9 X_9 + C_{10} X_{10} \\
 &\quad + C_{11} X_{11} + n C_{12} + C_{13} X_{13} \dots \dots \dots (19)
 \end{aligned}$$

ただし、

- C<sub>1</sub> : ケーソン製作単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>2</sub> : 中詰砂単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>3</sub> : ふたコンクリート単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>4</sub> : 上部コンクリート単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>5</sub> : 捨石単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>6</sub> : 被覆石単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>7</sub> : 捨石荒均し単価 (円/m<sup>2</sup>)

- C<sub>8</sub> : 捨石本均し単価 (円/m<sup>2</sup>)
- C<sub>9</sub> : 被覆石均し単価 (円/m<sup>2</sup>)
- C<sub>10</sub> : 進水、えい航、据付等のケーソン一函当たりにかかる費用 (円/函)
- C<sub>11</sub> : 根固め方塊製作単価 (円/m<sup>3</sup>)
- C<sub>12</sub> : 根固め方塊据付費 (円/個)
- C<sub>13</sub> : 地盤改良費 (円/m<sup>3</sup>)
- X<sub>1</sub> : ケーソン本体の体積 (m<sup>3</sup>/m)
- X<sub>2</sub> : 中詰砂の体積 (m<sup>3</sup>/m)
- X<sub>3</sub> : ふたコンクリート体積 (m<sup>3</sup>/m)
- X<sub>4</sub> : 上部コンクリート体積 (m<sup>3</sup>/m)
- X<sub>5</sub> : 捨石体積 (m<sup>3</sup>/m)
- X<sub>6</sub> : 被覆石体積 (m<sup>3</sup>/m)
- X<sub>7</sub> : 捨石の荒均し面積 (m<sup>2</sup>/m)
- X<sub>8</sub> : 捨石の本均し面積 (m<sup>2</sup>/m)
- X<sub>9</sub> : 被覆石均し面積 (m<sup>2</sup>/m)
- X<sub>10</sub> : ケーソンの法線平行方向長 (m/函)
- X<sub>11</sub> : 根固め方塊全体積 (m<sup>3</sup>/m)
- n : 根固め方塊の防波堤 1m あたりの概算設置個数 (個/m)
- X<sub>13</sub> : 地盤改良全体積 (m<sup>3</sup>/m) (サンド・コンパクション・パイル工法)

なお、工事単価は工事現場の状況や工事の時期および工事地域等によって大きい差があるが、本文においては表-2 に示したような単価を仮定した。

b) 総建設費用の算出

沖波波高の出現確率分布を K 年間における N 個の波浪データを用いて算定したとすると、この沖波波高の出現確率分布に従って出現する波は平均的に K/N 年毎に現れる最大波である。したがって、式 (18) で求めた堤体の被災確率 P<sub>D</sub> は、K/N 年最大波に対する被災確率ということになる。いま、堤体の耐用年数を T<sub>L</sub> 年とすると、この耐用年数間に T<sub>L</sub>N/K 個の異常波に遭遇することになる。そのため、耐用年数間における堤体の被災遭遇確率 P<sub>ED</sub> は次式で求める。

$$P_{ED} = 1 - (1 - P_D)^{qT_L} \dots \dots \dots (20)$$

ここに、

表-2 計算に用いた工事単価一覧表

項 目	単 価	項 目	単 価
ケーソン製作単価		捨石本均し単価	19,400円/m <sup>2</sup>
Max {100,000 - 40・V*, 60,000} 円/m <sup>3</sup>		被覆石単価	9,400円/m <sup>2</sup>
中詰砂単価	6,000円/m <sup>3</sup>	被覆石均し単価	16,500円/m <sup>2</sup>
ふたコンクリート単価	29,000円/m <sup>3</sup>	進水、えい航、据付等費用	2,800,000円/函
上部コンクリート単価	30,000円/m <sup>3</sup>	根固め方塊製作単価	11,000円/t
捨石投入 (捨石も含む)	8,800円/m <sup>3</sup>	根固め方塊据付費	3,500円/t
捨石荒均し単価	9,200円/m <sup>2</sup>	地盤改良 (サンドコンパクション)	10,000円/m <sup>3</sup>

\* V: ケーソン製作に使用されるコンクリートの体積 (m<sup>3</sup>)

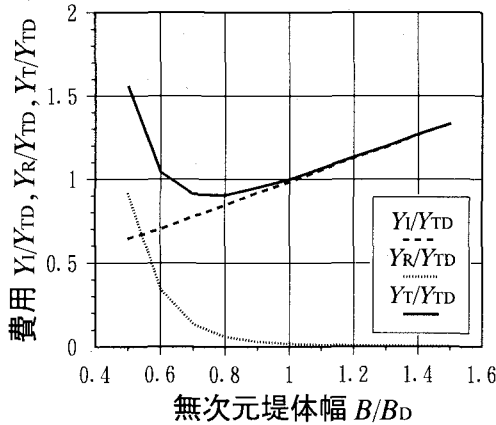


図-3 防波堤の堤体幅と費用との関係

$$q = N/K \dots\dots\dots(21)$$

である。

また、耐用年数間における堤体の期待被災回数  $N_{ED}$  は次式で与えられる。

$$N_{ED} = q T_L P_D \dots\dots\dots(22)$$

この式から、期待被災回数は被災確率と耐用年数に比例して増大することがわかる。

いま、初期建設費用を  $Y_I$ 、被災1回当たりの復旧費用を  $Y_R$  とすれば、総費用  $Y_T$  は次式で求められる。

$$Y_T = Y_I + N_{ED} \cdot Y_R \dots\dots\dots(23)$$

3.5 現行設計法と被災を考慮した設計法との経済比較

図-3は、堤体幅と各費用の関係を示したものである。縦軸は各費用と現行設計法による総費用  $Y_{TD}$  との比、横軸は、堤体幅  $B$  と現行設計法による堤体幅  $B_D$  との比を表している。

この図から、防波堤の初期建設費は堤体幅の増大とともにほぼ線形的に増すのに対して、修復費は堤体幅が増大すると急激に低下する。その結果、初期建設費と修復費を加えた総費用は、堤体幅が狭くても、大きくても大きくなり、ある堤体幅で最小値を示すことがわかる。

今回の設計例では、総費用が最小となる堤体幅は、現行の設計法で設計した堤体幅のおよそ0.8倍であり、現

行設計法での総費用は最小総費用よりも1割程度大きいという結果となった。したがって、初期建設費と修復費との和である総費用を基準として経済性を判断すれば、初期建設費を減額できるので防波堤を早期に延伸することが可能であり、総費用も安くなることが期待される。ただし、設計条件、被災確率の計算条件および単価の設定の仕方等による計算結果への影響については、今後検討していく必要がある。

4. 結 論

主要な結論をまとめると次のようになる。

- 1) 安全率を基準とする現行の設計法では、滑動と転倒に対する安全性に均衡がとられていない。
- 2) 防波堤の初期建設費は堤体幅の増大とともにほぼ線形的に増すのに対して、修復費は堤体幅が増大すると急激に低下する。その結果、初期建設費と修復費を加えた総費用は、堤体幅が狭くても大きくても大きくなり、ある堤体幅で最小値を示す。
- 3) 今回の計算例では、総費用が最小となる堤体幅は現行の設計法で設計した堤体幅のおよそ0.8倍であり、現行設計法での総費用は最小総費用よりも1割程度大きいという結果が得られた。ただし、設定条件による変化については今後検討していく必要がある。

なお、本研究を遂行するに当たって、不確定要因の推定精度および費用の算定については、日本海洋コンサルタント株式会社高野聖三氏、五洋建設株式会社関本恒浩氏の協力を得た。ここに記して深く感謝する次第である。

参 考 文 献

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, 海岸論文集, 第36巻, pp. 673-677.  
 高山知司 (1990): 防波堤の滑動安定性に及ぼす海面上昇の影響, 海岸論文集, 第37巻, pp. 875-879.  
 高山知司・藤井 久 (1991): 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討, 港研報告, Vol. 30, No. 4, pp. 35-64.  
 Takayama, T. and N. Ikeda (1993): Estimation of sliding failure probability of present breakwater for probabilistic design, Rep. of Port and Harbour Res. Inst., Vol. 31, No. 5, pp. 3-32.