

# 消波ブロック被覆堤の滑動量予測を用いた 性能照査型設計法の現地への適用

下迫健一郎<sup>1</sup>・富本 正<sup>2</sup>・中川恵美子<sup>3</sup>  
大嵯菜々子<sup>4</sup>・中野史丈<sup>5</sup>

本研究は、滑動量を考慮した性能照査型設計法を実用化するための種々の問題点について検討し、実際の現地の設計に適用することを目的としたものである。模型実験結果等をもとに消波ブロック被覆堤に作用する波力の特性について検討を行い、滑動量を計算するための波力の時系列モデル（滑動モデル）を提案した。また、高知港三里地区東第一防波堤を対象として、現地の波浪出現特性および海底地形を考慮した数値シミュレーションを行い、耐用期間中の滑動量の確率分布等の特性について検討するとともに、現行設計法と許容変形量を用いた性能照査型設計法による断面の比較を行い、建設コスト削減効果について検討を行った。

## 1. ま え が き

混成堤の耐波設計においては、現行の力の釣り合いに基づく設計法に対して、変形を考慮した性能照査型設計法の導入が進められおり、数多くの研究が行われている。たとえば、直立部の滑動安定性に関して、下迫・高橋（1998）は、数値シミュレーションにより算定した供用期間中の期待滑動量（総滑動量の平均値）を指標とする設計法を提案した。また、下迫・多田（2003）は、複数の滑動量に対する超過確率を設定し、構造物の重要度に応じてその許容値を変える設計法を提案している。また、赤石沢ら（2002）、森屋ら（2003）、吉岡ら（2004、2005）は、滑動量を考慮した部分安全係数を用いる設計法についての検討を行っている。

しかしながら、変形を考慮した設計法は、種々の条件設定等が複雑なため、実際の設計に適用されるには至っていない。また、消波ブロック被覆堤の場合、これまでに提案されている混成堤の波力時間変化モデル（滑動モデル）をそのまま適用できないため、滑動量の算定精度にも問題がある。本研究は、水理模型実験結果等をもとに、消波ブロック被覆堤の滑動モデルを新たに提案するとともに、滑動量を考慮した性能照査型設計法を実用化するための種々の問題点について検討し、実際の消波ブロック被覆堤の設計に適用することを目的としたものである。

## 2. 消波ブロック被覆堤における滑動モデル

### (1) 波力の時間変化の考え方

通常の混成堤の場合、下迫・高橋（1998）による衝撃

波力成分を表す三角形パルスと重複波力成分を表す正弦波形を組み合わせた滑動モデルが用いられており、三角形パルスのピーク値および継続時間は、波力算定に用いる合田式の衝撃碎波力係数  $\alpha^*$ （高橋ら、1992）の値によって変化する。

一方、消波ブロック被覆堤に作用する波力を合田式を準用して算定する際には、 $\alpha^*$  は 0 とすることになっており、混成堤の滑動モデルをそのまま適用すると、重複波力成分の作用時間が長くなり、さらに三角形パルスのピークと正弦波形のピークの値が近い二山型の波形となる。その結果、滑動限界波力を超えると滑動量が急激に大きくなって、滑動量を過大に評価する可能性がある。

しかしながら、既往の実験結果（谷本ら、1981）等によれば、一般に消波ブロック被覆堤は通常の混成堤に比べて滑動限界を超えても滑動量があまり大きくならず、ねばり強い構造であるとされている。すなわち、消波ブロック被覆堤の滑動量を計算する場合、通常の混成堤の滑動モデルを用いるのは適切ではなく、実際の波力の時間変化に対応した滑動モデルを用いる必要がある。

図-1 は、高橋ら（1990）による消波ブロックの有無による波圧波形の違いを示した実験結果の例である。消波ブロック被覆堤では、三角形パルスのピークが小さいだけでなく、正弦波の重複波成分（腰掛け部）のピークがなくなっている。こうした波形の場合、滑動量の計算では三角形パルスのみ考慮すればよい。三角形パルスの作用時間  $\tau_0$  は、次式で表されるように  $\alpha^*$  の関数である。

$$\tau_0 = k\tau_{0F} \dots\dots\dots (1)$$

$$k = \left( \frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} \right)^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_{0F} = \left( 0.5 - \frac{H}{8h} \right) T \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $T$ : 波の周期、 $H$ : 波高、 $h$ : 水深である。

波力の計算に準じて  $\alpha^*$  を 0 とすると、作用時間が非常に長くなり、実際の波形と合わなくなる。したがって、

1 正会員 (独法) 港湾空港技術研究所 耐波研究室長  
2 (元) 国土交通省 高松港湾空港技術調査事務所  
3 国土交通省 高松港湾空港技術調査事務所  
4 (元) (独法) 港湾空港技術研究所 耐波研究室  
5 (独法) 港湾空港技術研究所 耐波研究室

作用時間の算定に関しては、消波ブロックがないと仮定した場合の見かけ上の  $\alpha^*$  を用いて計算するのがよいと考えられる。

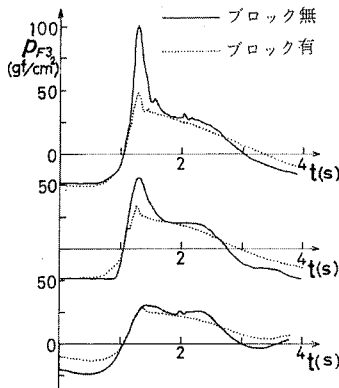


図-1 ブロックの有無による波圧波形の違い(高橋ら, 1990)

## (2) 水理模型実験による検証

### a) 実験条件

消波ブロック被覆堤の波圧波形の特徴について検討するため、4章で述べる高知港三里地区東第一防波堤の断面を縮尺 1/41 で再現し、水理模型実験を行った。実験は、長さ 36m、幅 0.48m、高さ 1m の二次元造波水路を用いて、消波ブロック被覆堤に作用する波力を測定した。比較のため消波ブロックのない断面についても実験を行った。図-2 は、実験断面を示したもので、ケーソン前面に 4 個の圧力センサーを取り付け、各点の波圧を計測した。

実験波は規則波を用い、高知港における 50 年確率波および 10 年確率波の周期で、波高を 4~7 段階に変化させた。潮位は H.H.W.L., H.W.L., L.W.L. 相当の 3 種類で行った。表-1 は実験ケース一覧である。

### b) 実験結果

図-3 は、4 点の波圧から計算した水平合力を単位面積

表-1 実験ケース一覧

| 周期 $T$           | 潮位                                |                                    |                                    |
|------------------|-----------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
|                  | L.W.L.                            | H.W.L.                             | H.H.W.L.                           |
|                  | 波高 $H$                            |                                    |                                    |
| 2.51s<br>(16.1s) | 19.7 - 23.7 cm<br>(8.08 - 9.72 m) | 18.7 - 25.3 cm<br>(7.67 - 10.37 m) | 18.3 - 26.1 cm<br>(7.50 - 10.70 m) |
| 2.16s<br>(13.8s) | 18.8 - 21.5 cm<br>(7.71 - 8.82 m) | 18.0 - 25.0 cm<br>(7.38 - 10.25 m) | 17.2 - 24.6 cm<br>(7.05 - 10.09 m) |

※ ( ) 内は現地換算値

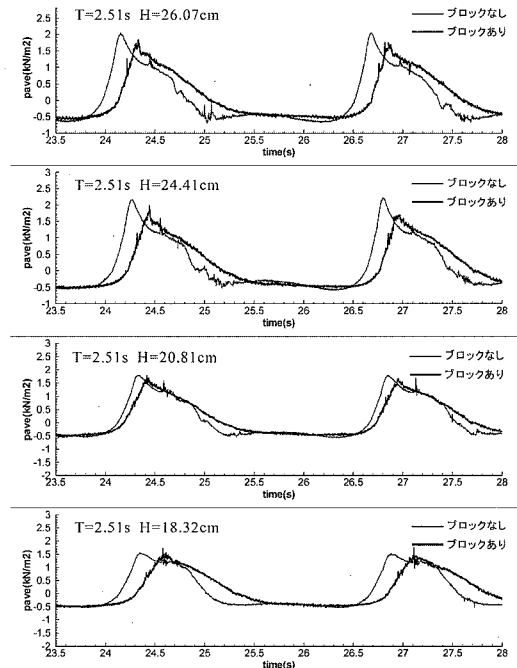


図-3 波形データ (H.H.W.L.,  $T=2.51s$ )

当たりの圧力で示した平均波力強度  $p_{ave}$  の波形で、潮位が H.H.W.L., 周期 2.51s の例である。今回の断面は水深が浅いため、ブロックなしでは二山めのピークがなく、腰掛け部のような波形となっている。一方、ブロックありでは腰掛け部がなく、このような波形であれば一山めの部分のみを三角形パルスで考慮すれば十分である。

図-4 は、すべての実験ケースについて、三角形パルスを仮定した場合の波力作用時間の実測値  $\tau_{0E}$  (図-3 の 1 波めの波形のピーク部分から算出) と、滑動モデルから求められる計算値  $\tau_{0C}$  を比較したものである。周期 2.51s のケースについては、計算値と実測値は比較的よく一致している。一方、周期 2.16s のケースについては、すべてのケースで実測値のほうが大きくなっている。これは、2.16s の波形は、2.51s の波形に比べてピーク部分がやや丸くなっている波形が多かったためである。

図-5 は、 $\tau_0$  の実測値と計算値の比を示したもので、横軸は波高水深比  $H/h$  である。計算値と実測値が大きく異なるのは、比較的波高の小さい場合であり、波高水

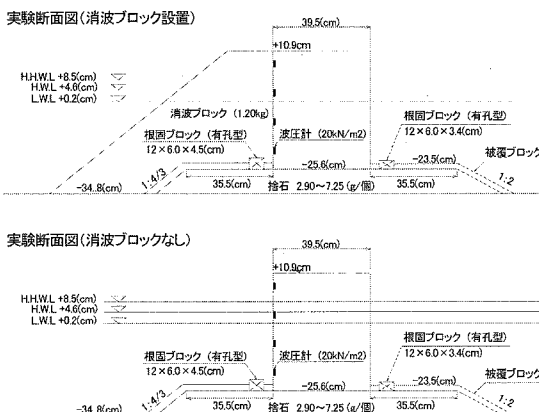
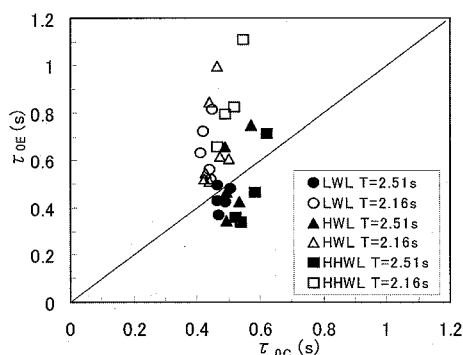
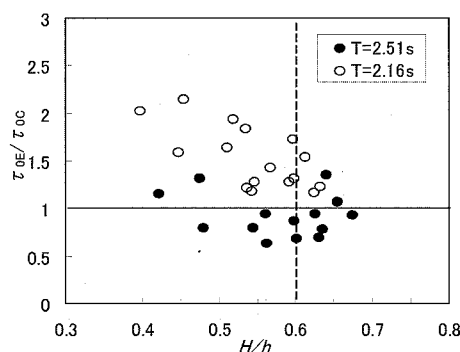


図-2 実験断面

図-4  $\tau_{0c}$ の計算値と実測値の比較図-5  $\tau_{0c}$ の実測値と計算値の比と波高水深比

深比が0.6以上の範囲については、計算値と実測値は比較的よく一致していると考えられる。

一般に、消波ブロック被覆堤の場合、波高水深比によって波力の形態が異なり、 $H/h \geq 0.6$ であれば合田式における波力低減係数 $\lambda$ の値は0.8と見なせるが、 $H/h < 0.6$ であれば $\lambda$ の値は0.8よりも大きくなる。消波ブロック被覆堤は、砕波帯内で $H/h \geq 0.6$ の条件下で用いられることが多く、その場合には三角形パルスなどの滑動モデルを使用してよいと考えられる。

なお、今回の実験断面は比較的マウンドが低く、消波ブロックなしでも衝撃的波力はあまり発生しておらず、また、合田式の計算値でも、 $\alpha^*$ の値は最大で0.11程度であった。現実には、高マウンドの断面の場合、 $\alpha^*$ の値が大きくなり、それに応じて $\tau_{0c}$ の計算値は急激に小さくなる。ただし、実際には消波ブロック被覆堤で衝撃砕波力が作用することはない、 $\tau_{0c}$ の値はあまり小さくならないと考えられ、滑動量を過小評価する危険性がある。したがって、見かけ上の $\alpha^*$ が大きい断面の場合、前述のように $\alpha^*$ の値に上限を設定するのが現実的である。今回の実験結果だけから $\alpha^*$ の上限値を適切に決めることは困難である。安全側の設定として上限値を0.1程度とすることが考えられるが、非常に高マウンドとなる断面については、さらに検討する必要がある。

### 3. 性能照査型設計法の現地への適用における留意点

#### (1) 波浪変形計算

沖から堤体位置までの波浪変形計算に関して、現地を対象とした計算では、平面的な波浪変形の影響を考慮しなければならないが、個々の沖波ごとに毎回波浪変形計算を行うのは膨大な時間を要し、現実的でない。そこで、あらかじめいくつかの潮位条件および沖波波高に対して波浪変形計算を行い、沖波と堤前波高の関係を求めておき、これらの結果を用いて任意の沖波波高に対する堤前波高を推定できるように用意しておく必要がある。

#### (2) 主波向の変動

設計で用いる沖波の波向は、16方位の隣り合う波向との中間までの波を代表している。そこで、まず設計沖波相当の波高で、波向が設計波向とその両隣の波について波浪変形計算を行い、堤体位置での各波向を求める。これをもとに、堤体位置での主波向の範囲を決め、その範囲で一様分布とする。たとえば、設計沖波の波向がNでそれに対応する堤体位置での入射角が $24^\circ$ 、NNEに対応する入射角が $6^\circ$ 、NNWに対応する入射角が $40^\circ$ であれば、堤体位置での主波向は $15 \sim 32^\circ$ で一様分布となる。

なお、合田式の波力計算に用いる波向は、主波向から $\pm 15^\circ$ の範囲で危険側へ補正するが、これは最も厳しい1波を対象とする場合の考え方であり、滑動量の計算ではすべての波を対象とするので、補正は必要ない。

#### (3) 摩擦増大マットを用いる場合の摩擦係数

摩擦増大マットを用いる場合、たとえば平均値0.75としても、変動を考慮すると計算上は非常に大きな摩擦係数となる可能性がある。しかしながら、捨石どうしの摩擦係数が0.8程度であるので、摩擦増大マットとケーソンの摩擦係数がこれよりも大きい場合、実際にはマウンド内での変形が生じることになる。したがって、平均値を小さくしたり、上限値を設けるなどして、あまり大きな値とならないようにすることが望ましい。

### 4. 滑動量を考慮した性能照査型設計法の適用例

#### (1) 試設計の概要

ここでは、高知港三里地区東第一防波堤を対象として、現地の波浪出現特性および海底地形を考慮した防波堤の耐波安定性に関する数値シミュレーションを行い、耐用期間中の滑動量の確率分布等の特性について検討するとともに、現行設計法による防波堤断面と許容変形量を用いた設計法による断面を比較する。

#### (2) 設計条件

##### a) 沖波の出現特性

今回対象とした高知港の設計沖波は、以下の式で表さ

れるワイブル分布 ( $k=1.0$ ) をもとに算出されている。

$$H = 2.079\gamma_p + 4.264 \dots\dots\dots (4)$$

$$\gamma_p = \left[ 1 - \ln \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{K}{NR_p} \right) \right\} \right]^{\frac{1}{k}} = -\ln \frac{53}{56R_p} \dots\dots (5)$$

ここに、 $k$ : ワイブル分布関数における係数、 $K$ : 有効年数 (=53)、 $N$ : データ個数 (=56)、 $R_p$ : 再現期間である。

滑動量の計算においても、この出現特性をもとに沖波の推算を行った。また、周期については高知港における平均的な沖波波形勾配 0.031 から逆算して求めた。

#### b) 波浪変形計算

滑動量の計算においては、H.H.W.L., H.W.L., L.W.L. の各潮位における再現期間 5~50 年の沖波に対する堤前有義波高を求め、これを用いて、再現された潮位および沖波波高からそのときの堤前有義波高を計算した。

#### c) 波 向

設計沖波 (SE) に対する堤体位置での入射角は  $25.5^\circ$  であり、隣り合う SSE および ESE の波に対する入射角はそれぞれ  $37^\circ$ ,  $13^\circ$  である。したがって、今回の滑動量の計算においては、防波堤法線直角方向との入射角は  $25.5 \pm 6^\circ$  の一様分布とした。

#### d) 摩擦係数

今回の対象断面では、摩擦増大マットを用いており、従来の設計では摩擦係数を 0.75 としている。今回の計算では、前述のように捨石どうしの摩擦係数の影響も考慮し、摩擦増大マットの効果を過大評価することを避ける観点から、摩擦係数の平均値を 0.75、変動係数を 0.10 として、値が 0.75 を超えた場合には強制的に 0.75 とする方法を採用した。ただし、比較のため、上限値を設けず単に平均値 0.75、変動係数 0.10 とするケース、平均値 0.70、変動係数 0.10 とするケースでも計算を行った。

#### e) 堤体断面

図-6 は、現行設計法における堤体の基本断面を示したものである。滑動量の計算においては、この断面をもとに堤体幅のみを 10 cm 単位で変化させた。堤体重量については、基本断面のはかいくつもの堤体幅について実際に重量を計算し、それ以外の場合については堤体幅に応じて比例配分して重量を算出している。

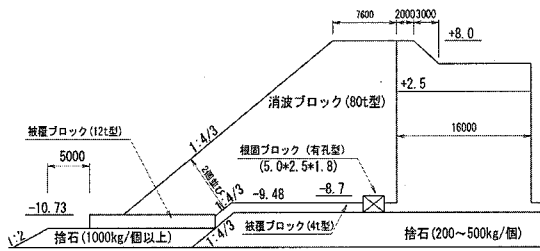


図-6 現行設計法における基本断面

### (3) 滑動モデルと許容値設定の考え方

今回対象とした事例に関しては、設計波に対する波高水深比が大きいことから三角形パルスの滑動モデルを用い、 $\tau_0$  の計算は  $\alpha^*$  の上限値を 0.1 として行った。

防波堤の供用期間は 50 年と仮定し、断面の決定には、複数の総滑動量と許容超過確率を指標とする方法を用いた。ただし、比較のため期待滑動量および確率波に対する滑動量についても一部の断面について検討した。

許容超過確率の設定値としては、下迫・多田(2003)における重要度が普通の混成堤の場合にならって、0.1m で 30%、0.3m で 10%、1.0m で 5% という許容値を用いた。

### (4) 計算結果

#### a) 堤体幅と滑動量の超過確率および期待滑動量

図-7 は、総滑動量 0.3m に対する超過確率と堤体幅の関係を示したもので、前述のとおり摩擦係数について i) 平均値 0.75、変動係数 0.10 で上限値 0.75、ii) 平均値 0.75、変動係数 0.10、iii) 平均値 0.70、変動係数 0.10 の 3 通りの方法による計算結果を示している。許容超過確率を 10% とすると、最小堤体幅は i) の場合で 12.6m、ii) の場合で 12.0m、iii) の場合で 12.9m となる。

ここには示していないが、0.1m-30% に対する最小堤体幅は 0.3m-10% の場合とほぼ同じで、1.0m-5% に対する最小堤体幅はこれらに比べてはるかに小さい。これは、大きな滑動の発生確率が相対的に低いことを表しており、今回のケースは水深が浅いため、波高が碎波で頭打ちとなるためである。なお、0.3m-10% の条件から得られる最小堤体幅は、従来の設計法では H.H.W.L. 時の滑動安全率がいずれも 1.0 未満となる。従来の設計法で滑動安全率が 1.0 以上となる最小の堤体幅は、13.0m であり、1.2 以上となる堤体幅は、図-6 に示した基本断面の 16.0m である。

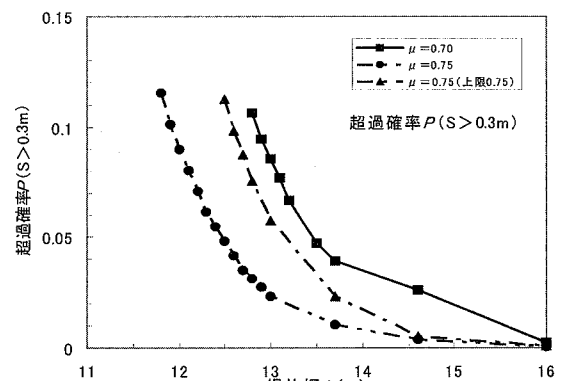


図-7 堤体幅と超過確率 (滑動量 0.3m)

#### b) 支持力を考慮した堤体幅の設定

上述のとおり、滑動量を考慮した設計を適用すると、

従来の設計法に比べて堤体幅を大幅に縮小できる。しかしながら、堤体幅の決定においては、地盤およびマウンドの支持力に対する検討も必要となる。今回は、マウンド支持力の安定性の指標として、ビショップ法による安全率 1.0 以上および端趾圧の許容値を  $700 \text{ kN/m}^2$  として検討した。その結果、フーチング部を除いた堤体幅は最低でも 13.7 m 必要であることが明らかになった。このときの滑動安全率は 1.046 である。

図-8 は、堤体幅 13.7 m の断面における総滑動量の超過確率を示したものである。摩擦係数の取り方によって結果にやや差があるが、摩擦係数の上限値を 0.75 とする方法の場合、10 cm 以上の滑動が生じる可能性は 10% 程度、30 cm 以上は 2% 程度である。なお、堤体幅 13.7 m で摩擦係数の上限値を 0.75 とした場合、期待滑動量は 3.9 cm であり、設計潮位である H.H.W.L. において 50 年確率波相当の高波が 1 回 (2 時間) 作用した場合の平均滑動量は、約 5.8 cm、100 年確率波に対しては約 13.8 cm である。期待滑動量が確率波 1 回の滑動量よりも小さいのは、H.H.W.L. の出現確率がきわめて小さく、H.H.W.L. 時に大きな波が来襲する可能性が低いためである。

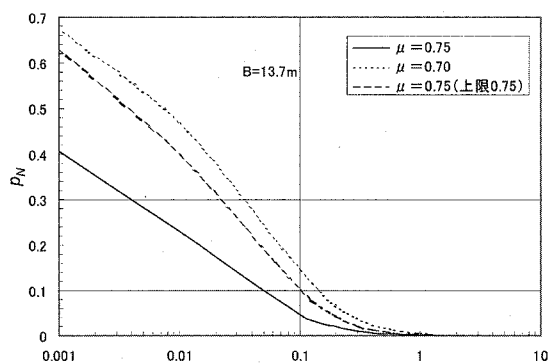


図-8 総滑動量の超過確率 ( $B=13.7\text{m}$ )

今回の計算例では、滑動量を考慮した設計法を適用することにより堤体幅を大幅に縮小できた。この理由の一つとして、当初断面が H.H.W.L. で設計されていたことがあげられる。すなわち、H.H.W.L. で設計された断面は、H.W.L. で設計された断面に比べて一般に波力が滑動抵抗力を上回る状態が生じる確率がきわめて低く、相対的に滑動安定性が高いため、供用期間全体での滑動量を考慮した設計を適用した場合に、断面を縮小できる余裕が大きかったと考えられる。

## 5. ま と め

本報告では、滑動量を考慮した防波堤直立部の性能照査型設計法を、現地の設計に導入することを目的として

種々の検討を行った。主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 消波ブロック被覆堤の波力特性を考慮し、波高水深比が大きい場合には、波力の時間変化を三角形パルスのみで表し、さらにその作用時間  $\tau_0$  については、パラメータとして用いる衝撃碎波力係数  $\alpha^*$  に上限値を設定して計算する新しい滑動モデルを提案した。
- 2) 現地の防波堤を対象として、現行設計法と滑動量を考慮した性能照査型設計法による断面を比較した試設計を行った。その結果、滑動のみを考慮した場合、現行設計法に比べて堤体幅を約 2 割小さくできた。また、実際の堤体断面はマウンドの支持力で決まるものの、それでも約 14% 小さくなった。
- 3) 一般に、潮位偏差が大きく設計潮位が H.H.W.L. である場合、相対的な滑動安定性が高く、変形を考慮した設計法の導入により建設コストを縮減できる。

今回の研究により、滑動量を考慮した防波堤直立部の性能照査型設計法を、実際の現地の設計に適用する具体的な手法が確立された。これにより、防波堤の建設コストの縮減が期待される。ただし、滑動の超過確率に関する許容値の設定については、現地の条件を考慮して適切に設定する必要がある。なお、今回提案した新しい滑動モデルは、比較的低い断面について妥当性が確認されたが、非常に高マウンドとなる断面については、さらに検討する必要がある。また、今回の最終的な断面は滑動ではなく支持力で決まっており、今後、支持力の安定性に関しても変形を考慮した設計法が確立されれば、さらなるコスト縮減が可能になると考えられる。

## 参 考 文 献

- 赤石 総光・長 船 徹・奥野 俊也・阿部 光信 (2002) : 安全係数を用いた防波堤滑動量算定手法の構築に関する検討, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp. 946-950.
- 下迫 健一郎・高橋 重雄 (1998) : 期待滑動量を用いた防波堤の信頼性設計法, 港研報告, 第 37 巻, 第 3 号, pp. 3-30.
- 下迫 健一郎・多田 清富 (2003) : 混成堤の性能照査型設計法における滑動量の許容値設定に関する検討, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp. 766-770.
- 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, 港湾技術研究所報告, 第 29 巻第 1 号, pp. 54-75.
- 高橋 重雄・谷本 勝利・下迫 健一郎・細山 田得三 (1992) : 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 676-680.
- 谷本 勝利・高橋 重雄・北谷 高雄 (1981) : 混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生と対策について, 港湾技術研究所報告, 第 20 巻第 2 号, pp. 3-39.
- 森屋 陽一・鷺尾 朝昭・長尾 毅 (2003) : ケーソン式混成堤の滑動量に基づくレベル 1 信頼性設計法, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp. 901-905.
- 吉岡 健・佐貫 哲朗・長尾 毅・森屋 陽一 (2004) : 波浪の極値分布を考慮したケーソン式混成堤の滑動量に基づくレベル 1 信頼性設計法に関する研究, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp. 851-855.
- 吉岡 健・長尾 毅・森屋 陽一 (2005) : ケーソン式混成堤における部分係数の滑動量を考慮した設定方法に関する研究, 海岸工学論文集, 第 52 巻, pp. 811-815.