

# 信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間の選定

合 田 良 実\*・高 木 泰 士\*\*

## 1. ま え が き

土木構造物は自然外力を対象として設計されるものが大半であり, 設計荷重の正確な予測が不可能である。このため, 極値統計解析などに基いて所定の再現期間に対応する外力条件の下に設計を行うのが通例である。しかし, そのような荷重は確定値ではなくて確率的に変動するパラメータであり, また構造物の耐力(自重, 破断応力その他)もまた確率変量である。こうした荷重および耐力の変動性を適切に評価する方法として信頼性設計法が開発されてきた。

防波堤に関する信頼性設計法の検討は, これまでに数多く行われてきた。また, 下迫ほか(1994, 1997a, 1997b, 1998)は防波堤ケーソンの期待滑動量を用いた信頼性設計法を提案している。

これらの諸研究はいずれも再現期間を 50 年などに固定し, 再現確率波高そのものは確定値とした上で, 信頼性設計法の手法を用いて最適断面を求めようとしたものである。しかし, 現行の再現期間は遭遇確率の概念を導入しているとはいえ, 合理性に乏しいといわざるを得ない(合田, 1997)。本研究ではいくつかの前提条件の下に再現期間, すなわち設計波高を合理的に選定する方法を提案しようとするものである。

## 2. 設計波高の新しい考え方

ここで提案しようとする方式は以下のような考え方に基づく。

- ① 最初に構造物の供用年数  $L$  を指定する。
- ② 当該地点の高波の極値統計分布  $F(x)$  は観測あるいは推算資料に基づき確定しているものとする。
- ③ 50 年あるいは 100 年確率波高を名目的な設計波高  $(H_{1/3})_{0D}$  と呼ぶ。
- ④ ある設計条件に対しては, 設計波高(再現期間)を幅広く変化させて防波堤断面の算定を行う。
- ⑤ 設計計算に際しては, 安全率を 1.0 に設定する。
- ⑥ 一つの設計波高に対して試算した断面について,

供用期間中の被災遭遇確率ならびに期待滑動量をモンテカルロ法で推定する。

⑦ 期待滑動量と被災遭遇確率に基づいて復旧費を推定し, 期待総費用を算出する。

⑧ 設計波高(再現期間)を変化させた諸断面のうち, 期待滑動量が許容値以下であり, かつ期待総費用が最小のものを最適断面として採択する。

本提案の特長は, a)理論的根拠に乏しい現行設計法の再現期間の代わりに設計意図から明確に定めることが可能な供用年数を設計条件として与えること, b)安全率 1.0 の導入によりこれまでの安全率に付随していた曖昧さを取り除いたこと, c)その地点の高波の大きさを示す名目的設計波高と最適断面を与える設計計算波高とを分離して考えることの 3 点である。

## 3. 計算条件と計算方法

### (1) 沖波の波浪条件

今回の検討では, 沖波の毎年最大有義波高  $x$  の分布関数  $F(x)$  として形状母数  $k=1.0$  のワイブル分布が適用されると仮定した。

$$F(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k\right] \dots\dots\dots (1)$$

ここに,  $A$  は尺度母数,  $B$  は位置母数であり, 50 年確率の名目的設計波高 5.0~9.0 m に対して表-1 の数値を与えた。なお, 有義波周期は波形勾配が 0.039 となるように設定した。

なお, 今回用いた母数値は我が国沿岸の高波の極大値資料(合田ほか, 1998)を参考にして選んだけれども, 結果として尺度母数が大きすぎ, 位置母数が小さすぎたきらいがある。もし, 平均発生率  $\lambda$  の極大値資料に対する分布関数  $F_*(x)$  が求められているならば, 式(2)を用いて毎年最大値資料に対する分布関数  $F(x)$  に換算する必要がある(合田, 1990)。

表-1 沖波波高の極値分布(ワイブル型  $k=1.0$ )の母数

名目的設計波高 ( $H_{1/3})_{0D}$ (m)	尺度母数 $A$ (m)	位置母数 $B$ (m)	代表周期 ( $T_{1/3})_{0D}$ (s)
5.0	0.80	1.87	9.1
6.0	1.00	2.09	10.0
7.0	1.30	1.91	10.8
8.0	1.50	2.13	11.5
9.0	1.70	2.35	12.4

\*フェロー 工博 横浜国立大学教授 大学院工学研究科  
\*\*正会員 工修 五洋建設(株)中国支店

$$F(x) = \exp\{-\lambda[1 - F_*(x)]\} \dots \dots \dots (2)$$

(2) 防波堤断面と初期建設費の計算

設計対象地点の名目的設計波高が与えられれば、供用年数  $L$  の数分の一から数倍の範囲で再現期間を変化させ、設計沖波波高  $(H_{1/3})_0$  を求める。そして、この波高に対して現行の確定論的設計法に基づいて防波堤の所要断面を設計し、初期建設費を算定する。波力については高橋ほか (1993) による衝撃波力係数も考慮する。ただし、滑動に対する安全率は 1.2 ではなく、 $S.F.=1.0$  とする限界状態で設計する。本研究では滑動のみを対象としたが、転倒あるいは基礎の支持力で設計が決まる場合にも安全率は 1.0 とする。

本研究では防波堤断面の設計として、天端高は  $h_c = 0.6H_{1/3}$ 、マウンド厚は水深の 0.2 倍または 3.0 m のいずれか大きな値、根固ブロック厚は 1.5 m、マウンド肩幅は名目的設計波高の 1.0~1.5 倍であらかじめ指定した値を用いた。堤体直立部の密度はケーソン部分と上部コンクリートを区別せず、 $2100 \text{ kg/m}^3$  を用いた。また、初期建設費は堤体直立部のみを対象とし、 $10 \text{ 万円/m}^2$  で概算した。こうした簡便法を使ったのは、本研究が新しい設計波高の考え方の妥当性を検討することを主目的としたためである。この考え方を実際の防波堤に適用する場合には、建設費の詳細な吟味が必要となる。

(3) 設計計算パラメータの変動特性

ある有義波高に対して設計した防波堤が実際に建設され、 $L$  年の供用期間中に高波にさらされるとする。毎年の最大有義波高は変動し、設計値を超える可能性もある。また、波浪変形や波圧の大きさも計算通りではなく、ある幅で変動する。さらに、潮位も設計で考慮した最高値よりも低いときに高波が来襲することが多い。このため表-2 のような変動特性を考慮した。

設計有義波高の変動性は、極値分布関数あるいは極値の不確定性を考慮したものである。毎年の最大値は指定の極値分布から乱数を用いて算定する。潮位については計算を簡略化して設計潮位を上限値とする三角分布で代表させた。波浪変形、波力、摩擦係数については高山・池田 (1991) の結果を採択した。ただし、波浪変形としては浅水変形と砕波変形のみを防波堤設計に用いており、屈折変形は直接的には導入していない。なお、個別波高は期待滑動量の計算で使用される。

表-2 設計計算パラメータの変動特性

パラメータ	偏り率	変動係数	分布関数	備考
$(H_{1/3})_0$	0	0.10	正規分布	中央値は極値分布 継続 2 時間
個別波高	#	#	レーリー	
潮位	-1.00	潮汐振幅	三角分布	
波浪変形	-0.13	0.10	正規分布	
波力	-0.09	0.10	正規分布	
摩擦係数	+0.10	0.10	正規分布	中央値は $\mu=0.6$

(4) モンテカルロ法による滑動遭遇確率の計算

最初に選定した再現期間の有義波高で設計した防波堤に対し、供用期間  $L$  年の各年毎に極値分布に基づいてその年の有義波高を抽出する。その波に対し、表-2 の設計パラメータの変動性を取り入れて堤体直立部の滑動の有無を点検する。これらの変動性は、乗算合同法による疑似乱数を用いるモンテカルロ法で導入する。 $L$  年間に 1 回以上の滑動が生じた場合には、その設計断面は被災したと判定する。本研究ではこの手順を 5000 回繰り返し、被災回数を 5000 回で除することで滑動遭遇確率を算定した。なお、各年最大波の周期は  $T_{1/3} = 4.08\sqrt{(H_{1/3})_0}$  で与え、個別波高の周期は  $T_{1/3}$  と同じとした。

また、滑動の有無と同時に各波による滑動量を後出の方法で計算し、供用期間中の総滑動量を算定する。5000 回の試行についてその算術平均を求め、期待滑動量とする。図-1, 2 は供用期間を  $L=50$  年として、沖波波高が異なる場合の堤体の滑動遭遇確率と期待滑動量を計算した結果である。ただし、ここでは現行の設計法を検証する目的で滑動安全率は  $S.F.=1.2$  としている。

この結果では、現行設計法による防波堤の 50 年間の滑動遭遇確率が  $2 \times 10^{-3} \sim 10^{-1}$  である。河合ほか (1997) は

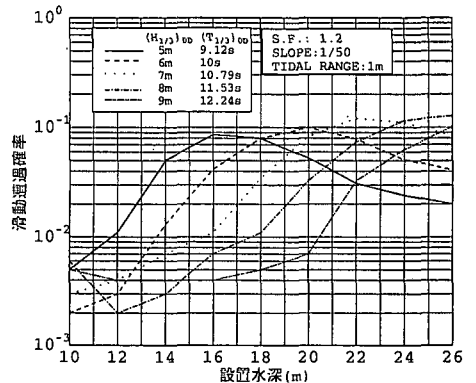


図-1 各種の沖波波高に対する 50 年間の滑動遭遇確率

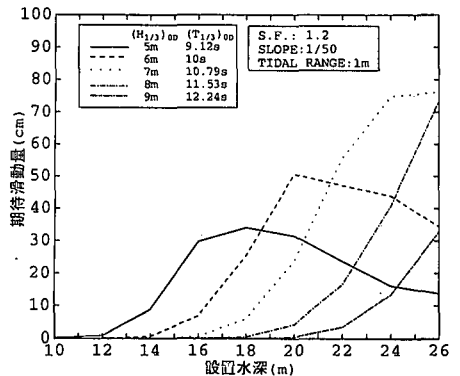


図-2 各種の沖波波高に対する 50 年間の期待滑動量

実際の被災事例をもとに被災遭遇確率を計算し、 $3 \times 10^{-2}$ 以下であると報告しており、今回の結果もそれを追認している。ただし、滑動遭遇確率は水深が大きくなるほど増大し、期待滑動量の最大値は沖波波高とともに増大する。(沖波波高の約3.3倍以上の水深で確率・滑動量ともに減少するのは、実際には転倒あるいは支持力で設計が決まるけれども、今回の検討ではこれを考慮していないためである。)このように水深の増加につれて被災の危険性が増すのは、浅いところのように砕波による波高の制限がなくなるためであり、大水深の構造物の被災の危険性を示唆している。

#### 4. 経済性と安全性を考慮した合理的設計法

##### (1) 期待滑動量の計算

信頼性設計では初期建設費と被災確率を考慮した復旧費や間接被害額を考慮し、期待総費用の最小値に基づいて設計断面を決定することが多い。しかし、今回の検討では被災確率がかなり大きなところで最適断面となる場合があり、設計断面の安全性に疑念が生じた。このため、下迫ほか(1994, 1997a, 1997b, 1998)に従って供用期間中の期待滑動量を算定することにした。

滑動については、毎年1回の高波が2時間継続するものとしてその間の全ての波を対象とし、滑動する場合にはその距離を求めて積算した。滑動量算定の詳細は下迫・高橋(1997)を参照されたい。ただし、波力の時間変化モデルとしては下迫・高橋(1994)の三角形パルスを採用した。これは計算時間の短縮のためである。

図-3は、供用期間50年間の総滑動量の頻度分布を調べた1例である。再現期間50年に対する設計波高6.0m、海底勾配1/50、潮差1.0mに対して安全率 $S.F.=1.0$ で設計した防波堤であり、設置水深は15.0mである。全体の平均値、すなわち期待滑動量は19.3cmであるけれども、滑動量が100cmを超えるものが少なくなく、上位10%の平均滑動量は126cm、上位5%の平均滑動量は189cmに達する。そこで、条件をいろいろ変えて滑動量の全平均値と上位10%の平均滑動量を比較したのが図-4である。両者の間には直線比例関係があり、後者は前者の約7.5倍に達する。

下迫・高橋(1997, 1998)は期待滑動量の許容値として30cmを提案している。しかし、図-4によればその場合の上位10%平均滑動量は200cmを超えてしまい、かなり多くのケースで防波堤災害と認定されることになる。このような差異が生じた理由の一つは、今回の計算が安全率1.0による設計であること、もう一つは表-1に示した極値分布の母数値が年最大値分布としては適切でなく、極値分布が右に長く裾を引くものを用いたことによる。このため、以下においては期待滑動量の許容値

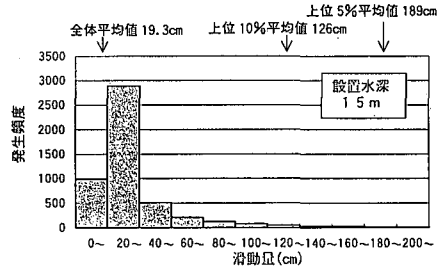


図-3 5000回の試行における50年間の総滑動量の頻度分布

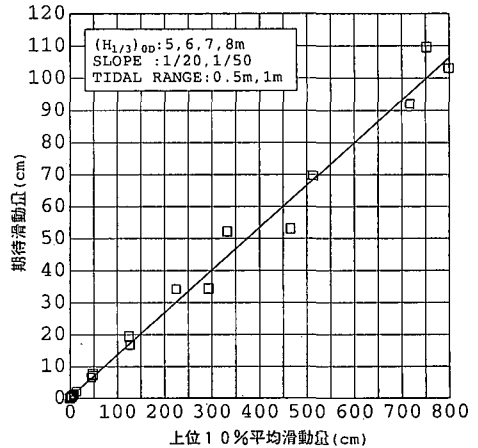


図-4 期待滑動量と上位10%平均滑動量の回帰関係

を10cmに引き下げたものについて検討を進める。

##### (2) 復旧費算定モデルによる最適断面の検討

防波堤の初期建設費は堤体幅とともに増大する。高山ほか(1994)のように現行方式に基づいて再現期間と設計波高を既与とすれば、堤体幅の割り増しは安全率を高く設定することに相当する。本研究のように安全率1.0で設計する場合には、設計対象波浪の再現期間を長くとり、設計計算波高を大きくとることに相当する。いずれにしても設計堤体幅を広げることによって供用期間中の被災遭遇確率は減少し、復旧費の期待値が低減する。いま防波堤被災に伴う間接被害額は算定困難なのでこれを無視し、初期建設費と復旧費の期待値の合計で期待総費用を定義する。そうすると、期待総費用はある堤体幅のときに最小値を与えるはずであり、そのときに最適設計断面となる(後出の図-6参照)。

この最適断面設計法における問題は復旧費の見積もりである。実際の災害では被災状況に応じて復旧工事費が算定されるけれども、信頼性設計法の数値計算のなかでは何らかのモデルを使う必要がある。高山ほか(1994)は滑動あるいは転倒に対する安全率が1.0未満となった時点でケーソンがマウンドから完全に落下すると仮定した。しかし、実際には滑動したとしてもケーソンの移動

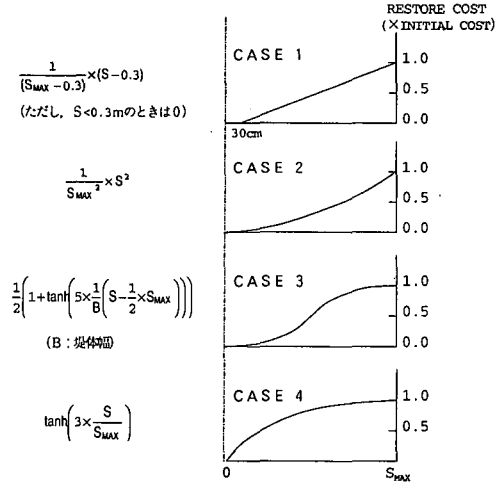


図-5 復旧費算定モデル

距離は有限であり、復旧費は滑動距離の関数となるはずである。このため、本研究では次のように仮定した。

① ケーソンの中心がマウンド上面後端よりも後ろへ滑動したときにケーソンがマウンドから転落すると考え、この距離を限界滑動量  $S_{max}$  と定義する。

② 滑動量が  $S_{max}$  を超えたときは防波堤は原形復旧するものとし、復旧費は初期建設費と同額とする。

③ 供用期間中の被災回数は、総滑動量を  $S_{max}$  で除して求め、復旧費は初期建設費に被災回数を乗じた額とする。総滑動量が  $S_{max}$  未満の時でもケーソンの再据え付け、外壁の部分的損壊の補修、その他の復旧費が必要であり、その額は総滑動量とともに増大する。

④ 滑動量と復旧費の関係については図-5に示すCASE 1~4を検討対象とする。図中の縦軸は初期建設費に対する復旧費の比率である。関数形はいろいろな状況に対応できるように幅広く想定したものである。なお、図中の記号  $S$  はケーソン滑動量を表す。

以上の考え方により期待総費用を計算した一例が図-6である。再現期間50年に対する設計波高6.0m、海底勾配1/50、潮差1.0mであり、設置水深16.0mの場合である。堤体直立部の滑動安全率を  $S.F.=0.7\sim 1.3$  の範囲で変えて防波堤を設計し、5000回の試行毎に供用期間50年間の総滑動量を求めて復旧費を計算し、期待総費用を算定した。縦軸は安全率1.0で設計した断面の初期建設費を基準値として無次元化してある。また、安全率を変えて設計した防波堤の期待滑動量も図の上に示してある。

図-6によると期待総費用が最小となる最適断面は復旧費算定モデルによって異なり、CASE 4の場合に安全率0.95の設計が最適である。一方、CASE 1では安全率0.8程度で設計するのが経済的となる。しかしながらそ

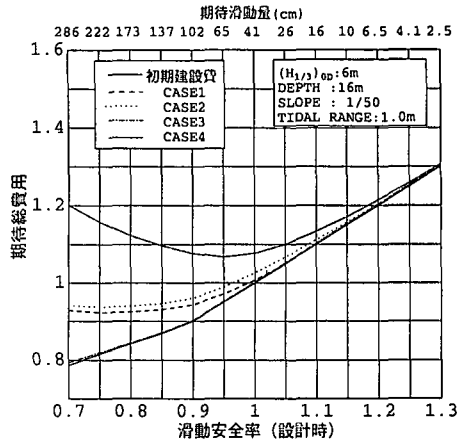


図-6 期待総費用の計算事例

の場合の期待滑動量は170cmを超え、かなりの頻度で大規模な防波堤の滑動災害が生じることになる。CASE 4でも期待滑動量は65cmとなり、安全性の面で疑問を生じる。

なお、同じ設計条件であっても水深が12.0mのときは安全率0.75の設計が最適であり、水深20.0mでは安全率1.1前後の設計が最適となる。期待滑動量はいずれも水深16.0mの場合と同程度である。すなわち、水深の小さいところでは現行設計法よりも小さな断面を用いても大きな被害を生じないことを示唆している。これは碎波変形の効果によるものである。

(3) モデル防波堤に対する合理的再現期間の算定

前節に示したように、最小期待総費用の設計を最適と見なすと過大な期待滑動量を生じさせ、安全性の面で疑義がある。最適断面における期待滑動量は復旧費算定モデルや毎年最大値の極値分布関数その他に依存するため、常に期待滑動量が過大であるとはいえないかもしれない。しかし、防波堤設計の原則としては経済性と安全性の両者を満足させる必要がある。したがって、本研究では「期待滑動量が許容値以下であってかつ期待総費用が最小のものを最適設計」とすることを提案する。

防波堤の設計は種々の要因に支配されるため、ここでは一つのモデルケースを考えた。設置水深はD.L.-19.0m、マウンド厚2.5m、根固めブロック厚1.5m、マウンド肩幅は港外側10.0m、港内側7.0mとする。海底勾配は1/100、潮位はH.W.L.=+0.5m、L.W.L.=±0.0m、波の入射角度は0°とする。この地点の毎年最大有義波高の極値分布は  $k=1.0$ 、 $A=1.70m$ 、 $B=2.59m$  のワイブル分布で与えられるとする。沖波の確率波高は10年値が6.50m、50年値が9.24m、100年値が10.42mである。周期はやや長めに  $T_{1/3}=4.6\sqrt{(H_{1/3})_0}$  で与える。

現行方式で再現期間50年の  $(H_{1/3})_0=9.24m$  に対して

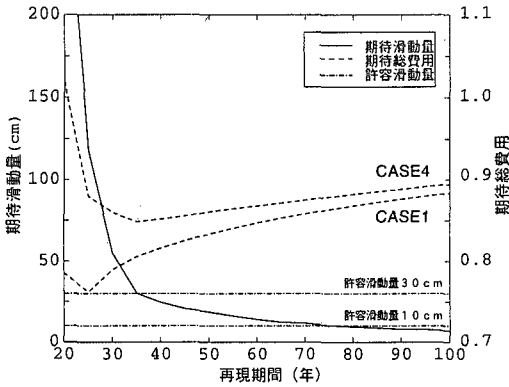


図-7 モデル防波堤に対する合理的再現期間の選定

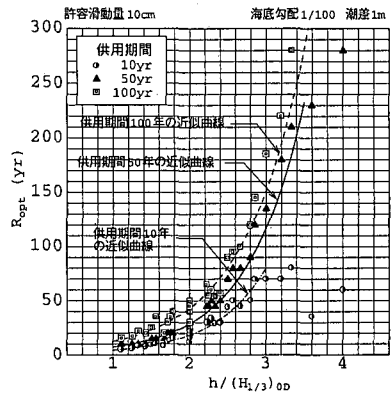


図-8 許容滑動量 10 cm に対する合理的再現期間の算定図

設計を行うと、安全率 1.2 として天端高 +5.1 m、堤体幅 24.05 m となり、50 年間の滑動遭遇確率 0.0076、期待滑動量 0.54 cm となる。これに対して安全率 1.0 で再現期間を 20~100 年で変化させて設計を行うと、期待滑動量および期待総費用が図-7 のようになる。許容滑動量を 30 cm とすると再現期間約 35 年に対する  $(H_{1/3})_0 = 8.63$  m がほぼ最小期待費用 (CASE 4 の場合) となり、天端高 +4.8 m、堤体幅 19.7 m が設計断面となる。これに対して許容滑動量を 10 cm に設定すると、設計波高を再現期間 80 年に対する  $(H_{1/3})_0 = 10.24$  m で設計する必要がある。ただし、安全率が 1.0 で設計するため、天端高は +5.5 m と高まるものの、堤体幅は 20.5 m と現行方式よりも小さな値となる。

さらに、経済性と安全性の両者を満足する合理的設計法における再現期間の目安として、いくつかの条件で試算を行った結果を図-8 に示す。波浪条件は表-1 のものを使用し、海底勾配は 1/100、潮差は 1.0 m である。供用期間が  $L = 10, 50, 100$  年について設置水深を変えて合理的再現期間 (図の縦軸  $R_{opt}$ ) を求めている。横軸に示すように沖波波高 (再現期間 50 年) に対して水深が大きくなるほど設計対象波浪の再現期間を長くとりなければならないことが明らかである。また、供用期間が 10 年と短くとも、再現期間を 50 年以上にとらなければならないケースもある。したがって、遭遇確率の計算に基づき供用期間の何倍と規定することは難しい。設計条件毎にシミュレーション計算を行う必要がある。

### 5. むすび

本研究で得られた成果並びに今後の問題点を列挙すると以下ようになる。

1. 供用年数を入力条件とし、設計波高とその再現期間を合理的に算定する設計法の有効性が検証された。
2. 安全率を 1.0 と設定することにより、これまでの安全率に付随していた曖昧さが取り除かれる。

3. 防波堤の信頼性設計においては高波の極値分布関数の影響が強いと思われるので、沿岸各地の極値分布を早急に確立することが望ましい。なおその際には、式(2)に示される極大値資料から毎年最大値資料への換算に注意しなければならない。

4. 確率論的な信頼性設計法では設計条件毎にモンテカルロ法の数値シミュレーションを行う必要がある。本研究では、デスクトップの PC (Pentium II, 233 MHz) を使用して最適断面を求めるまでの計算時間が数分であった。こうした演算プログラムを標準化し、設計担当者に配布することが望まれる。

### 参考文献

河合弘泰・平石哲也・関本恒浩 (1997): 防波堤堤体の設計における不確定性要因が被災遭遇確率に及ぼす影響, 海洋開発論文集, 第 13 巻, pp. 579-584.

合田良実 (1990): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, p. 276.

合田良実 (1997): 設計波高および設計潮位の決め方, 1997 年度水工学夏期研修会講義集, B-4.

合田良実・小長谷修・永井紀彦 (1998): 極値波浪統計の母分布関数に関する実証的研究, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp. 211-215.

下迫健一郎 (1998): 期待滑動量を用いた防波堤の信頼性設計法, 平成 10 年度港研講演会講演集, pp. 1-22.

下迫健一郎・高橋重雄 (1994): 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 756-760.

下迫健一郎・高橋重雄 (1997a): モンテカルロ法を用いた混成防波堤の期待滑動量の計算, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 831-835.

下迫健一郎・高橋重雄 (1997b): 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 3 号, pp. 3-30.

高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎 (1993): 混成防波堤に作用する衝撃砕波力に関する実験的研究, 港研報告, 第 33 巻 5 号, pp. 35-72.

高山司・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.

高山司・鈴木康正・河合弘泰 (1994): 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, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 1066-1070.