

防波堤の信頼性設計における極値分布 の選択とその影響

SELECTION OF EXTREME WAVE DISTRIBUTION AND ITS EFFECT ON RELIABILITY-BASED DESIGN OF CAISSON BREAKWATERS

合田良実
Yoshimi GODA

フェロー 工博 横浜国立大学名誉教授 (株) エコー (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)
Fellow of JSCE, Dr.Eng., ECOH Corp.

The distribution function of extreme wave heights is characterized with a new parameter γ_{50} defined as the ratio of 50-year wave height to 10-year wave height. The threshold criterion for permissible sliding distance is set such that the probability of total sliding distance over 0.3 m during the lifetime is less than 0.10.

The Monte Carlo simulations are made for search of optimal design of caisson breakwaters. An extreme distribution with a large γ_{50} value demands a large caisson width in the location where the water depth is greater than about 2.5 times the equivalent deepwater wave height. In shallow waters, however, the effect of the distribution disappears because of the dominance of random breaking process. The optimal return period of design wave is 4 to 5 times the service lifetime in the offshore zone, but it becomes shorter than the lifetime in shallow waters.

Key Words : Caisson breakwaters, reliability design, return period, design wave, extreme distribution function,

1. まえがき

防波堤はこれまで滑動・転倒・支持力に対する安全率に基づいて設計されてきた。しかし、近年は信頼性設計法を導入する動きが強まっている。なかでも、下迫・高橋^{1),2)}が提案した供用期間中の混成防波堤の期待滑動量を数値シミュレーションで算定する方式は、港湾構造物設計の実務に取り入れられつつある。先に著者と高木³⁾は、期待滑動量に加えて防波堤の期待総費用も考慮した最適設計法を取り上げ、特に設計波の合理的選定法について検討した(以下、前報と略記する)。期待総費用の算定については、その後に三鼓ほか⁴⁾が現場条件を勘案した復旧費の算定モデルを提示し、特定地点に対する試算を行っている。

前報は設計波の合理的選定の新しい試みではあったが、①極大値に対する分布関数をそのまま使い、毎年最大値分布への変換を行っていなかった、②極値分布の母数の値の検討が不十分であった、③設計波の再現期間と防波堤の供用年数との関係の検討事例が不足であった、④信頼性設計に対する極値分布関数の影響が未検討、など幾つかの課題が残されていた。

本報は、こうした課題に答えるためにさらに多く

の数値シミュレーションを実施し、その結果をとりまとめたものである。

2. 高波の極値分布関数

(1) 高波毎の極大値に対する分布関数

著者はこれまでに高波の極大値に対する分布関数として、極値Ⅰ型、極値Ⅱ型($k = 2.5, 3.3, 5.0, \& 10.0$)、ワイブル分布($k = 0.75, 1.0, 1.4, \& 2.0$)の9種類のうちで極大有義波高の標本に最も適合する分布関数を用いることを提案してきた⁵⁾。このため、観測あるいは推算された波高の出現の具合によっては、対象地点の本来の分布関数とは異なる関数が当てはめられるおそれが無いとはいえない。

こうした問題を解消する一つの方法として、海域毎に特定の母分布関数が存在するとの前提のもとに、全国港湾海洋波浪情報網(NOWPHAS)の観測データに対して共通の棄却検定を行った^{6)~8)}。この結果、日本沿岸については以下の関数が高波の母分布関数である可能性が高いと指摘された。

太平洋北岸: ワイブル分布 $k = 1.0$

太平洋南岸: 極値Ⅰ型分布(台風による高波)

日本海沿岸: ワイブル分布 $k = 1.4$

(2) 毎年最大値に対する分布関数

信頼性設計の作業としてモンテカルロ法の数値シミュレーションを実行する際には、毎年数十回発生する高波の極大値ではなく、毎年最大値を対象とするのが普通である。その場合には、極大値の極値分布 $F(x)$ を毎年最大値の極値分布 $F^*(x)$ に変換しなければならない。極大値の発生がポアソン分布に従うと仮定することにより、次式が導かれる⁹⁾。

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

ここに、 λ は高波の平均年間発生回数である。
この式(1)で変換した毎年最大値の極値分布関数から R 年確率波高 x_R を求めるには次式による。

$$\bar{x}_R = \hat{A} y_R^* + \hat{B}$$
 (2)

ここに、 $\hat{A}$ と $\hat{B}$ はデータに当てはめた尺度母数と位置母数の推定値であり、 y_R^* は再現期間 R 年に対する基準化変量であって以下で求められる。

極値 I 型分布：

$$y_R^* = -\ln\{-\ln[1 + (1/\lambda)\ln(1 - 1/R)]\}$$
 (3)

極値 II 型分布：

$$y_R^* = k\{-\ln\{1 + (1/\lambda)\ln(1 - 1/R)\}\}^{-1/k} - 1$$
 (4)

ワイブル分布：

$$y_R^* = \{-\ln\{-(1/\lambda)\ln(1 - 1/R)\}\}^{1/k}$$
 (5)

(3) 極値分布の歪み度パラメータの提案

極値分布の特性は尺度母数 A 、位置母数 B 、形状母数 k の 3 パラメータで規定されるけれども、その絶対値を知っただけでは極値分布の裾の広がり具合などを判断することができない。防波堤の信頼性設計では、非常に大きな波高の出現確率が大きな影響を及ぼす。このため、極値分布の裾の広がりを表す歪み度パラメータ $\gamma_{50} = H_{50} / H_{10}$ を導入する。ここに、 H_{50} と H_{10} はそれぞれ 50 年確率波高、10 年確率波高である。

この歪み度パラメータを指定すると、所定の極値分布の尺度・位置母数が次式によって自動的に設定される。

$$\left. \begin{aligned} \hat{A} &= H_{10}(\gamma_{50} - 1) / (\gamma_{50} - y_{10}) \\ \hat{B} &= H_{10} - \hat{A} y_{10} \end{aligned} \right\}$$
 (6)

ここに、 y_{50} と y_{10} は極大値の極値分布の再現期間 50 年と 10 年に対する基準化変量であり、具体的な表式は文献⁹⁾などを参照されたい。

日本沿岸の波浪の極値データに対して歪み度パラメータ γ_{50} を求めて整理した結果を表-1 に示す。海域毎の母分布関数を吟味した各港のデータについて、各波浪観測地点で適合度の最も高い極値分布と 2 番

目に高い分布を選び、それぞれの分布関数から推定される 50 年、10 年確率波高を用いて γ_{50} を計算し、極値分布関数毎に平均と標準偏差を求めた。表-1 の結果で明らかのように、 γ_{50} の値は分布関数毎に狭い範囲に収まっている。したがって、本研究では表の最右欄の値を各分布関数の代表 γ_{50} 値として用いることにした。

表-1 極値分布関数の歪み度パラメータ γ_{50} の代表値

極値分布	k	ケース数	平均値	標準偏差	代表値
極値 II 型	5.0	12	1.407	0.033	1.40
極値 II 型	10.0	7	1.343	0.063	1.35
極値 I 型	∞	11	1.205	0.045	1.20
ワイブル	0.75	7	1.321	0.014	1.30
ワイブル	1.0	8	1.234	0.047	1.25
ワイブル	1.4	12	1.166	0.037	1.15
ワイブル	2.0	5	1.116	0.031	1.10

3. 数値シミュレーションの方法

本研究で用いている数値シミュレーションは前報とほとんど同じであり、図-1、2 にブロック図を示す。変更点はシミュレーション回数を 10,000 回として信頼度を高めたこと、前回は当初のケーソン幅を滑動安全率 1.0 で設計したのに対し、今回は防波堤設計の実務に合わせ滑動安全率を 1.2 に変更したこと、および当初設計において滑動だけでなく転倒に対しても安全率 1.2 を確保したことである。

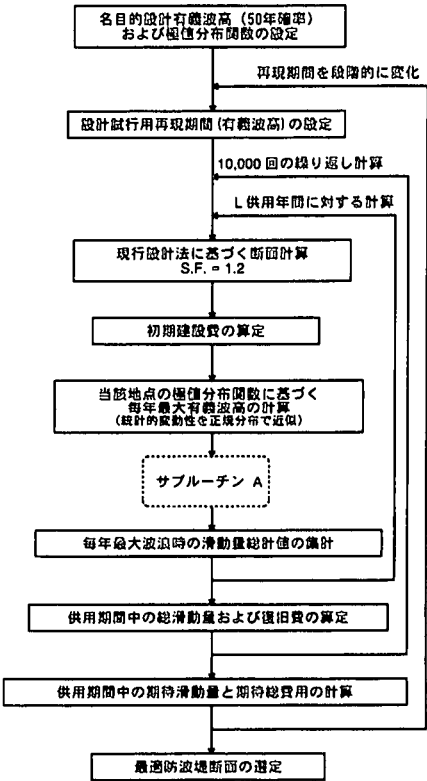


図-1 数値シミュレーションのブロック図

図-1は全体のブロック図であり、図-2は各年の最大波浪による滑動量の合計値の算定の詳細である。なお計算時間の節約のため、乱数で発生させた年最大波に対して滑動安全率が1.5以上であれば滑動は生じないものと判断し、個々波に対する計算を省略した。さらに、設計を試行した設計波の H_{max} の70%未満の個々波についても滑動計算を省略した。計算時間は設置水深と波高の比および供用年数によって異なり、Compac社のアルファステーションを使った1万回の繰り返し計算で数秒から数分である。

本報では前報と同じように、50年確率沖波波高を名目的設計波高と呼び、 $(H_{1/3})_{0D}$ で表記する。この波高値とそれに対応する有義波周期 $(T_{1/3})_{0D}$ が入力値である。再現期間を変えて設計試行用の波高を算出したときには、 $(T_{1/3})_{0D}$ が $(H_{1/3})_{0D}$ の0.63乗に比例するとしたときの係数を使って設計試行用の波の周期を設定した。なおこの比例関係は、Wilsonの風波の発達式を用いて各種の条件で波高と周期を算出し、その結果に対して累乗式をあてはめて求めたものである。

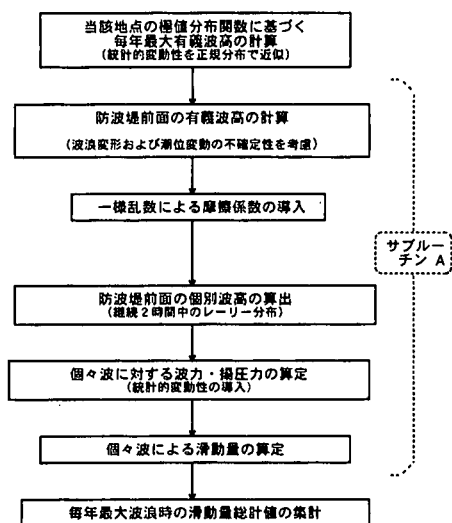


図-2 ブロック図の詳細

本報で最適設計を行うケーソン防波堤の形状を図-3に示す。マウンド厚を水深の20%（ただし最小厚は2.5m）とし、被覆層厚を1.5mとした。直立部は計算を簡略化するために一様な密度 2100kg/m^3 を仮定した。また、天端高は設計試行の有義波高の0.6倍である。設計計算パラメータの変動特性は、前報の表-2に示したものと同一である。

前報では、当初のケーソン幅を滑動安全率1.0で設

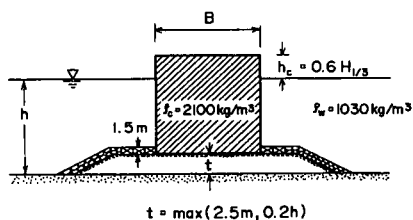


図-3 設計対象のケーソン防波堤

計したのに対し、本報では1.2に改めた。図-4はこの改訂の影響を例示したものである。計算条件は以下のようなものである。

極値分布：ワイブル ($k=1.0$, $\gamma_{50}=1.25$)

供用年数： $L=50$ 年

波浪条件： $(H_{1/3})_{0D}=8.0\text{m}$, $(T_{1/3})_{0D}=12.0\text{s}$

なお本報における諸計算は、この条件を基本としており、特に注記しなければ上と同一である。

図の横軸は再現期間を変えて設定した設計試行用の沖波有義波高であり、図の下半はその波高に対して設計されたケーソン幅、上半は供用期間内の総滑動量が0.3mを超える確率である。本報では次項に述べるように、この確率が0.1以下となることを最適設計条件とする。この結果、当初断面を滑動安全率1.0で設計する場合は設計波高9.9m、ケーソン幅21.2mが最適となり、滑動安全率を1.2とすると設計波高8.6m、ケーソン幅22.8mが最適となる。前者のケーソン幅が小さいのは天端高が大きいことと、高天端部分での波圧が減少することによる。

実際の設計では工費の比較が必要であり、滑動安全率1.0による設計が有利とは言いきれない。本報では現在の設計実務との整合性を考えて、試設計における滑動安全率を1.2として最適設計を行う。

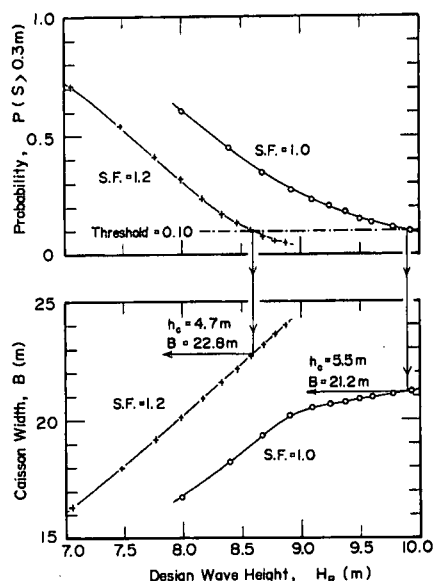


図-4 滑動安全率1.0と1.2による設計の比較

なお、本報で検討した諸条件の範囲では、防波堤の最適設計は総滑動量の条件によって定まり、期待総費用の最小条件では総滑動量0.3mの超過確率が常に0.1を超えていた。

4. 最適設計条件の考え方

上述の図-4に示した試設計（滑動安全率1.2）の幾つかについて、供用期間中の総滑動量の累加分布を図-5に示す。再現期間を長く取り、試設計波高を

大きくすると総滑動量は次第に減少する。各曲線には、総滑動量が0.3mのところに白丸を付けてある。下迫・高橋^{1),2)}が提案し、前報でも使用した期待滑動量は、こうした総滑動量の累加分布曲線の加重平均値である。このため、累加分布の広がり的情報を伝えることがむずかしい。そこで本報では、総滑動量0.3mの非超過確率が0.9となるような設計を最適とすることを提案する。すなわち、この方法で設計した防波堤が所定の供用期間を終えたとき、そうした防波堤の事例を数多く収集すれば、全体の平均として、ケーソン100箇中の90箇は滑動量が0.3m以下にとどまるといえるものである。

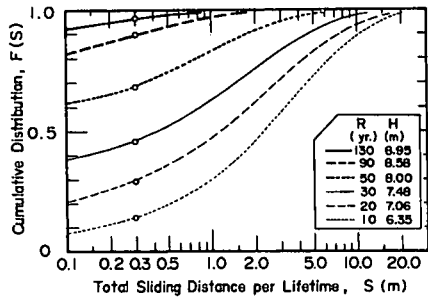


図-5 設計波高による総滑動量の累加分布の相違

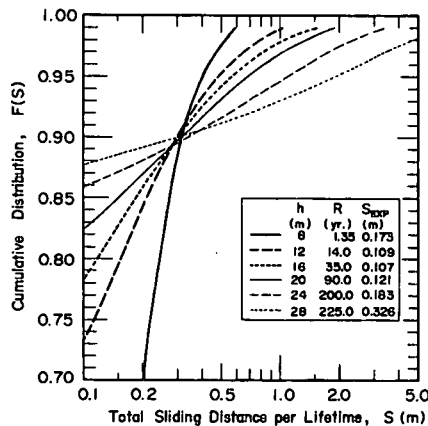


図-6 設置水深による総滑動量の累加分布の相違

供用期間中の総滑動量の分布は防波堤の設置水深によって異なる。図-6はその具体例であり、総滑動量0.3mの非超過確率が0.9前後の計算事例を示している。水深が小さいときは総滑動量の分布幅が狭いけれども、水深が大きくなると分布幅が広がり、ごく稀ではあるけれども大きく滑動することがある。

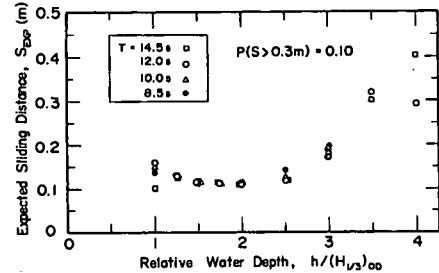


図-7 最適設計条件における期待滑動量の値

今回提案した最適設計条件（総滑動量0.3mの超過確率0.1）における期待滑動量の値は、図-6の凡例に記載したように必ずしも0.3mとはならない。これをさらに多くの事例について示したのが図-7である。50年確率沖波波高を $(H_{1/3})_{50} = 8.0\text{m}$ とし、設置水深および周期を変化させている。図の横軸は相対水深 $h/(H_{1/3})_{50}$ であり、これが3以下の範囲では、期待滑動量が0.1～0.15mの範囲にある。逆に言えば、期待滑動量を0.3mとして設計すると、供用期間中の総滑動量が0.3mを超える確率が0.1以上となる危険性が大きくなる。すなわち、最適設計条件を総滑動量の非超過確率によって定めるほうが合理的と思われる。

5. 信頼性設計に及ぼす極値分布関数の影響

ここまでは、極値分布関数がワイブル分布の $k = 1.0$ の場合の結果である。これに対して、分布関数を変えて最適設計波高を求めた結果を図-8に示す。図の横軸は極値分布関数の歪み度パラメータ γ_{50} である。ワイブル分布の $k = 1.0$ についてはこのパラメータの値を1.10から1.35まで変えて与え、他の分布については表-1の代表値をそのまま与えている。また、設置水深は12mから28mの範囲のものを示している。この図から三つのことが明らかである。

①最適設計波高は水深の影響を大きく受け、水深12mと16mでは50年確率波高である8.0mよりも小さいのに対し、水深20m以上では8.5～10.0mとする必要がある。②最適設計波高の値は歪み度パラメータの影響を受ける。③極値分布関数が異なっても、歪み度パラメータの値が同じであれば最適設計波高はほぼ同一となる。ここでは提示していないが、最適再現期間についても同様の結果が得られている。

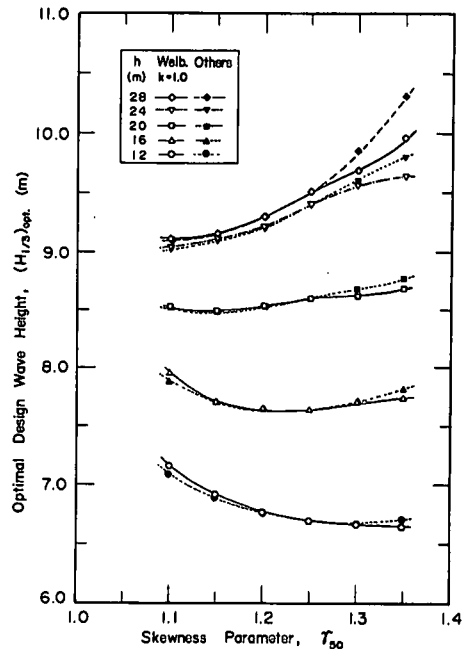


図-8 極値分布関数による最適設計波高の相違

この第3の結論は、信頼性設計で使用する極値分布を選定する際には関数形よりも歪み度パラメータ γ_{50} の値が重要であることを示唆するものである。

図-9は極値分布関数によってケーソンの最適設計幅が影響される度合いを示したもので、最適ケーソン幅を50年確率沖波波高で除してある。50年確率波浪が波高8.0m、周期12.0sであり、供用期間50年の場合である。太い一点鎖線は現行の設計法によるケーソン幅を示す。相対水深0.85付近のピークは衝撃砕波力に対するケーソン幅の増大を示しており、この計算には高橋ほか^{10), 11)}による衝撃砕波力係数を用いている。また、相対水深が $h/(H_{1/3})_{0D} = 2.2$ 付近の第2のピークは、不規則波の砕波変形の略算式において最高波高が水深に比例する領域から $\beta_{max} H_0$ の一定値に切り替わる地点に相当している。さらに、 $h/(H_{1/3})_{0D} = 3.3$ 付近からケーソン幅が増加するのは、ケーソンの所要幅が転倒安全率で定まるためである。

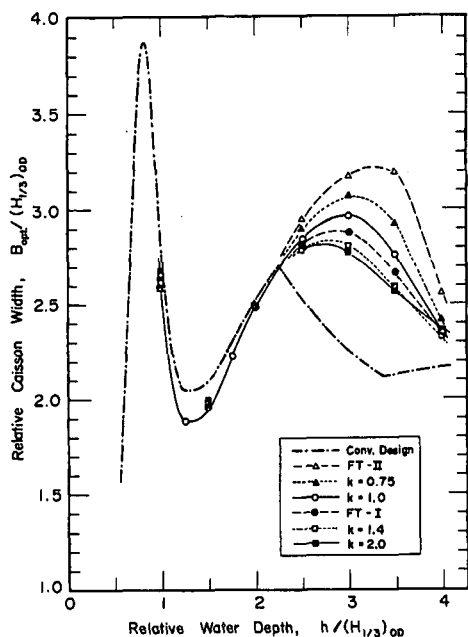


図-9 極値分布関数による最適ケーソン幅の差異

図-9で明らかなように、相対水深が2.2程度よりも小さい範囲では、信頼性設計による最適ケーソン幅が現行設計法よりも小さくなる。しかも、極値分布関数の影響がほとんど現れない。これは砕波変形によって最高波高が頭打ちとなるためである。しかし、水深が大きくなると最高波高の上限が取り払われ、最適ケーソン幅が現行設計法による値よりも大きくなる。また、極値分布関数の歪み度パラメータ γ_{50} が大きいものほど、ケーソン幅を大きくしなければならない。すなわち、水深が50年確率沖波波高の2.2倍程度よりも大きな領域では、現行設計法が危険側となることが明らかである。

6. 信頼性設計における供用年数の効果

現在の防波堤の設計では、供用期間の長さをあま

り考慮していない。短期間の供用しか見込まれない仮設防波堤などについては設計波高の再現期間を短く取るけれども、一般には再現期間を50年として設計波高を選定する。しかし、本研究のような信頼性設計法では供用期間を設計パラメータとして与えることができる。図-10は供用期間を $L = 5 \sim 100$ 年と変えた場合の最適設計波の再現期間を示したものである。図から明らかなように、設置水深が50年確率沖波波高に比べて小さい範囲では、最適再現期間がきわめて短くて良い。たとえば、 $h/(H_{1/3})_{0D} = 1.5$ であれば供用期間を $L = 100$ 年と予定していても、再現期間20年に対する確率波高に対して防波堤ケーソンを設計すれば十分である。

供用期間と最適再現期間がほぼ等しくなるのは、 $L = 10$ 年で設置水深が50年確率沖波波高の約1.7倍、 $L = 100$ 年で約2.3倍のときである。これよりも浅い水深では、Borgmanのいう遭遇確率の概念¹²⁾が適用できない。しかし、水深が十分に大きなところでは最適再現期間が供用期間の4.5~5.0倍となる。遭遇確率として0.2程度をとるのが最適設計となる。

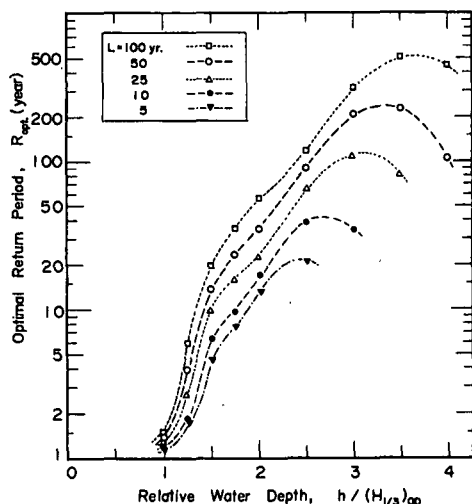


図-10 供用年数による最適再現期間の変化

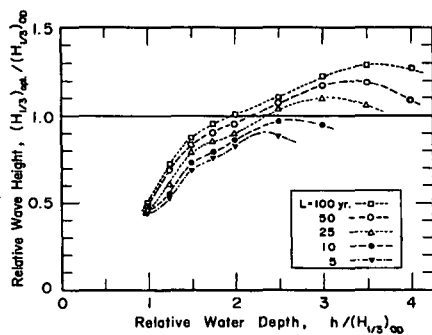


図-11 供用年数による最適設計波高の変化

また、図-11は供用期間が5~100年に対する最適設計波高 $(H_{1/3})_{opt}$ と $(H_{1/3})_{0D}$ との比を示している。計算条件は3で述べたように、 $(H_{1/3})_{0D} = 8.0\text{m}$ 、極値分布として歪み度パラメータが $\gamma_{50} = 1.25$ のワイブル分布($k = 1.0$)を用いている。名目的設計波高

$(H_{1/3})_{0D}$ は再現期間50年に対する沖波波高として定義しているので、図-10との対比から明かなように、最適再現期間が50年以下の水深においては最適設計波高が $(H_{1/3})_{0D}$ よりも小さくなる。逆に、最適再現期間が50年よりも長くなれば、設計波高を $(H_{1/3})_{0D}$ よりも大きく取らなければならない。

なお、極値分布の歪み度パラメータ γ_{50} が1.25よりも大きな分布関数が適用される地点では、水深の大きな場所での最適設計波高を図-11で示されるものよりもさらに大きくする必要が生じる。

図-10、11の計算条件における最適ケーソン幅を提示したのが図-12である。最適設計波高が $(H_{1/3})_{0D}$ を超える領域では、所要のケーソン幅が現行設計法によるものよりも大きくなる。すなわち、こうした領域では防波堤の設計ケーソン幅が供用期間の選定に大きく依存することになる。

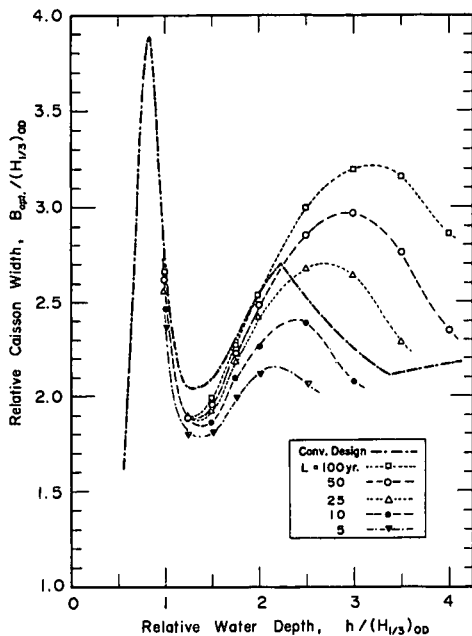


図-12 供用年数による最適ケーソン幅の変化

7. むすび

今回の研究の主要点は以下のようなものである。

- 1) 極大値の時系列に対する分布関数を毎年最大値の分布関数に変換する方式が提示された。
- 2) 極値分布関数の裾の広がり具合を表す歪み度パラメータとして、50年確率波高と10年確率波高との比として定義される γ_{50} が新しく提案された。
- 3) 混成防波堤直立部の最適設計条件として、供用期間中の総滑動量が0.3mを超える確率を0.10以下とすることが提案された。
- 4) 信頼性設計に用いる極値分布の選定においては、極値分布の関数形よりも歪み度パラメータ γ_{50} の値に注意する必要がある。この値が大きい場合には、水深の大きな領域で設計ケーソン幅を大きく

しなければならない。

- 5) 水深が50年確率沖波波高の2.2倍程度よりも小さい領域では、不規則波の砕波変形による最高波高の頭打ちの影響で、信頼性設計による最適ケーソン幅が現行設計法によるケーソン幅よりも小さくて済む。しかし、水深が大きくなると現行設計法による防波堤断面の滑動量が大きくなる。
- 6) 水深が小さい領域では遭遇確率の概念が適用できない。しかし、砕波変形の影響を受けない大水深の領域では、再現期間を供用期間の4.5~5倍、すなわち遭遇確率を0.2程度とするのが最適設計となる。
- 7) 設計波の周期と波高の関係としては、Wilson式での試算に基づき、周期が波高の0.63乗に比例するとみなすことが可能である。

なお、図-1、2に示したシミュレーションプログラム (FORTRAN) の利用を希望される方は、著者 (goda@echo.co.jp) へ連絡して下さい。

参考文献

- 1) 下迫健一郎・高橋重雄：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.756-760，1994。
- 2) 下迫健一郎・高橋重雄：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.3-30，1997。
- 3) 合田良実・高木泰士：信頼性設計法におけるケーソン防波堤の再現期間の選定，海岸工学論文集，第46巻，pp.921-925，1999。
- 4) 三鼓 晃・勝田栄作・榊原 弘・殿再浩司・佐藤広章：沖波特性や各種不確定要因の推定精度が異なる地点での期待滑動量と期待総費用について，海岸工学論文集，第47巻，pp.826-830，2000。
- 5) 合田良実：港湾構造物の耐波設計（増補改訂），第11章，鹿島出版会，1990。
- 6) 合田良実・小長谷 修・永井紀彦：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.211-215，1998。
- 7) 合田良実・竹下直樹・永井紀彦：太平洋南岸の極値波高の母分布関数について，海洋開発論文集，Vol.15，pp.327-314，1999。
- 8) 片山裕之・人見 寿・合田良実・永井紀彦：日本海沿岸における極値波高統計の母分布関数について，土木学会第55回年講，II-058，2000。
- 9) 文献5) pp.275-276。
- 10) 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎：混成防波堤に作用する衝撃砕波力に関する実験的研究—衝撃砕波力の基本的性質と衝撃砕波力係数，港研報告，第31巻5号，1993。
- 11) Takahashi, S., K. Tanimoto, and K. Shimosako: A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters, *Proc. Int. Conf. Hydro-Technical Engrg. for Port and Harbour Constr. (Hydro-Port '94)*, pp.489-504, 1994。
- 12) Borgman, R.E.: Risk criteria, *Proc. ASCE*, Vol.89, No.WW3, pp.1-35, 1963。