

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

三 鼓 晃* ・ 勝 田 栄 作** ・ 榊 原 弘***
殿 最 浩 司**** ・ 佐 藤 広 章****

1. はじめに

近年, 港湾構造物の分野においても, 安全度を被災確率や移動量の期待値で表す信頼性設計法が注目され, 1999 年 4 月に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(日本港湾協会, 1999a) においても防波堤の設計を信頼性設計法によって行ってもよい旨の記述が盛り込まれている。特に最近では, 下迫・高橋 (1998) はケーソンの滑動モデルとモンテカルロ法を用いた期待滑動量の計算法を提案し, 合田・高木 (1999) はこの期待滑動量から期待総費用を算定する手法や設計波の合理的再現期間の算定法を提案しており, 計算法自体はほぼ確立しつつあるものと考えられる。

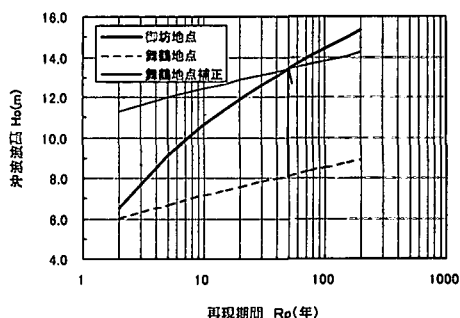
しかしながら, 沖波特性 (例えば太平洋側と日本海側との違い等) が異なればこの期待滑動量や期待総費用の特性が異なり, 構造物の最適な断面が異なってくることが予想される。また, これらの計算法は, 沖波, 波浪変形および波力等の各種不確定要因の推定精度を考慮するものであり, この各種不確定要因の推定精度も地点によって異なることが, 現地観測結果を用いた竹中ら (1999) の検討結果からも明らかになっており, この特性によっても期待滑動量や期待総費用が異なることが予想される。

したがって, 本研究は, 沖波特性や各種不確定要因が異なる実際の現地を対象として, モデル防波堤に対して, 期待滑動量や期待総費用を試計算しその特性を把握するとともに, この新しい設計法を用いた場合の断面特性について検討するものである。なお, これらの検討はできる限り現地の設計条件や実際の施工を反映するものとした。

2. 設計条件および許容安全率法での設計断面

(1) 設計条件

検討に用いた地点としては, 竹中ら (1999) が現地観測結果を用いて波浪変形計算等の推定精度を検討した太平洋側の御坊地点 (和歌山県) と日本海側の舞鶴地点 (京



図一1 再現期間と沖波波高の関係

都府) である。これらの地点の沖波波高の出現分布は, 現地波浪観測結果および波浪推算結果から, Petruaskas-Aaggard の方法を用いて極値統計解析を行った結果, 御坊地点では $k=2.0$, $A=6.206$, $B=1.480$ のワイブル分布, 舞鶴地点では $A=0.591$, $B=5.823$ のグンベル分布となった。これを, 再現期間 R_p との関係で表すと図一1 のようになる。本研究では, 従来の方法 (許容安全率法) で用いる設計沖波を 50 年確率波とし, 両地点ともこれを一致させて許容安全率法での設計断面を同一として検討するため, 図一1 に示すように舞鶴地点の位置母数 B を $B=11.094$ に補正した。したがって, 両地点とも 50 年確率波の沖波波高は $H_0=13.4$ m となる。しかし, 沖波の出現分布特性は大きく異なり, 毎年設計波に近い波が来襲する日本海側の舞鶴地点のほうが再現期間と沖波波高の関係は緩い勾配となる。なお, 周期 T_0 は現地波浪観測結果から H_0 と T_0 の相関を取り, 波形勾配 $H_0/L_0=0.036$ となるように $T_0=15.5$ s とした。

潮位差は, 実際の現地の値を用い, 御坊地点では 1.9 m, 舞鶴地点では 0.5 m とした。また, 本研究では高潮偏差は考慮していない。

次に, 検討に用いるモデル防波堤の設置水深は図一2 に示すように 20 m とし, 堤前波高は御坊地点の地形を用いたエネルギー平衡方程式 (高山ら, 1991a) による波浪変形計算および海底勾配 1/100 の砕波帯内の波高算定図 (合田, 1975) を用いて算定した結果, 50 年確率波では $H_{1/3}=11.3$ m (屈折係数 $K_r=0.84$, 浅水係数 $K_a=1.00$), $H_{max}=15.8$ m となり, 両地点ともこの波浪条件で

* 正会員 工修 関西電力(株)土木建築室土木課副長
** 正会員 関西電力(株)土木建築室土木課
*** 正会員 (株)ニュージエック河川海岸部海岸室長
**** 正会員 工修 (株)ニュージエック河川海岸部海岸室

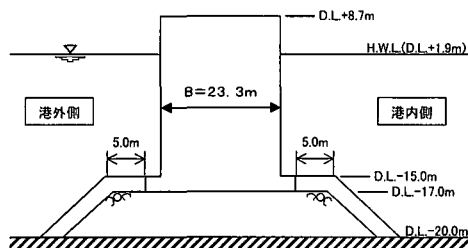


図-2 検討に用いたモデル防波堤の断面

表-1 モデル防波堤の滑動安全率と堤体幅の関係

滑動安全率	堤体幅 B
$F_s=0.80$	16.9 m
$F_s=0.90$	19.0 m
$F_s=1.00$	21.1 m
$F_s=1.05$	22.2 m
$F_s=1.10$	23.3 m
$F_s=1.15$	24.3 m
$F_s=1.20$	25.4 m
$F_s=1.30$	27.4 m

モデル防波堤を設計する。

(2) 許容安全率法での設計断面

(1) の設計条件を用いて滑動安全率 $F_s=1.2$ となるように許容安全率法で、モデル防波堤を設計した断面が図-2であり、堤体幅は23.3mとなる。なお、堤体の天端高は設計潮位上 $0.6H_{1/3}$ とした。

表-1は、このモデル防波堤に対して滑動安全率を変化させた場合の堤体幅を示したものである。後述する期待滑動量や期待総費用の計算は、この安全率を変化させた断面で検討するものとする。

3. 期待滑動量と期待総費用の計算

3.1 計算方法および計算条件

(1) 期待滑動量の計算方法

本研究での期待滑動量の計算は、ケーソンの滑動モデルとモンテカルロ法を用いた下迫・高橋 (1998) の方法を用いた。この場合、耐用期間は50年として、各地点ごとに2(1)で述べたワイブル分布およびグンベル分布に基づいて高波を1年に1回の割合で発生させるものとした。モンテカルロ法の繰り返し計算は下迫・高橋 (1998) の検討結果に基づき5000回とし、期待滑動量は耐用期間50年の総滑動量5000個の平均値である。また、高波の継続時間については、信頼性設計法における時化の取扱について検討されたもの(阿部ら, 1999)もあるが、ここではそれらを検討できる十分な資料がないこともあり、下迫・高橋 (1998) と同様に2時間として計算を行った。

(2) 各種不確定要因の平均値の偏りと変動係数

期待滑動量の計算は、沖波、波浪変形および波力の算定誤差や摩擦係数のばらつき等(各種不確定要因の推定精度)を考慮するものであり、式(1)~式(3)で示すように平均値の偏り α と変動係数 γ を用いた正規分布で表される。

$$p(X_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(X_m - \bar{X}_m)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\bar{X}_m = (1 + \alpha)X_c \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma = \gamma X_c \quad \dots\dots\dots (3)$$

X_m : 実際の波高や波力の値 $\bar{X}_m$: X_m の平均値

X_c : 波高や波力の推定値(計算値)

σ : 標準偏差

γ : 変動係数

α : 平均値の偏り

本研究では、この平均値の偏りと変動係数をこれまで発表されている結果を基に表-2に示すように変化させた。表-2の波浪変形と波力については、Case 1は高山ら(1991b)が実験結果を整理して検討した結果であり、Case 2(御坊地点)とCase 3(舞鶴地点)は竹中ら(1999)が現地観測結果を用いて検討した結果である。Case 4は下迫・高橋(1998)が期待滑動量の計算法の提案時にケーススタディに用いた値であり、実験結果や現地観測結果に基づいているものではない。

Case 2とCase 3の沖波の平均値の偏りと変動係数については、ある母集団に属するものを異なる母集団に属するとして判断したことによって生じる推定波高の偏り量と信頼区間を検討した合田(1988)の方法を用いて設定した。ただし、この方法ではある沖波波高に対して偏り量と信頼区間が計算できるようになっているため、表-2に示した平均値の偏りと変動係数は50年確率波に対してのものであり、モンテカルロ法によって発生させる沖波ごとにこの平均値の偏りと変動係数を合田の方法で計算を行った。

摩擦係数 μ は、Case 1~Case 3では、高山・池田(1991b)の検討結果から設計値 $\mu=0.6$ に対して、 $\alpha=0.06$, $\gamma=0.16$ の正規分布に従うものとする。Case 4については、下迫・高橋(1998)と同一として $\alpha=0.00$, $\gamma=0.10$ に設定した。また、自重については全てのケースで変動は考えていない。

潮位は、御坊地点および舞鶴地点の平均半潮差や遅角

表-2 計算に用いた各種不確定要因の推定精度

ケース	Case 1		Case 2		Case 3		Case 4	
	α	γ	α	γ	α	γ	α	γ
沖波	0.00	0.10	0.09	0.13	0.00	0.08	0.00	0.10
波浪変形	-0.03	0.04	0.00	0.21	-0.09	0.19	0.00	0.10
波力	-0.09	0.17	-0.17	0.18	-0.17	0.18	0.00	0.10
備考	高山ら(1991)		竹中ら(1999) 御坊地点		竹中ら(1999) 舞鶴地点		下迫ら(1998)	

α : 平均値の偏り γ : 変動係数

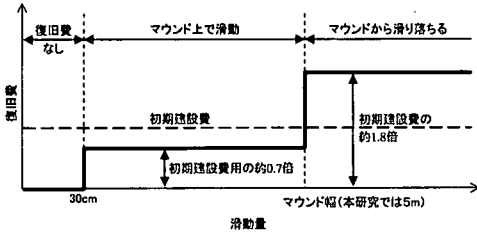


図-3 復旧費算定モデル

を用いた主要4分潮を考慮して乱数で与えた。

(3) 期待総費用の計算方法

期待総費用の計算は、合田・高木(1999)と同様に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、その5000回の期待値(平均値)を求め、それに初期建設費を加えたものを期待総費用とする。

合田・高木(1999)は、この復旧費を滑動量との関係で表し、その関数形を種々変化させたケーススタディを行っている。しかしながら、本研究では後述するような実際の施工を考え、図-3に示すように、滑動量が30cm以下で復旧の必要がない場合(下迫・高橋, 1998), 30cm以上滑動してもマウンド上に留まっている場合およびマウンドから滑り落ちる場合の3段階で設定した。

また、復旧費には防波堤が被災を受けたことにより港内の静穏度が低下したりすることによる経済的損失等も加味する必要があるものと考えられるが、現段階ではそ

れらを正確に把握し、金額に換算することが困難であるため、本研究ではそれらを考慮していない。しかしながら、より正確な期待総費用を検討していくためには、今後これらも考慮した検討が必要であると考えられる。

(4) 初期建設費と復旧費の算定

初期建設費の算定は、ケーソン据え付け時の起重機船の限界吊り荷重を29400 kN (3000 t) とし、1函のケーソン重量が29400 kNになるようにケーソン長を決定した。次に、捨石工・ケーソン製作・ケーソン据え付け・上部工等の工事費を1函当たりで算定し、それをケーソン長で除すことにより単位幅当りの初期建設費用を算定した。なお、ケーソン製作は陸上ヤードとし、ヤードから据え付け場所までの曳航距離は10 km程度とする。

復旧方法としては種々考えられるが、本研究では実際の施工を考えて、復旧方法を次のように2段階で分けた。すなわち、ケーソンが滑動しても捨石上に留まっている場合には、中詰土砂を撤去してからケーソンを仮置きし、マウンドを整形してからケーソンを再据え付けする方法を用いるものとした。一方、ケーソンがマウンド上から滑り落ちた場合には、滑り落ちたケーソンを水中発破してからコンクリート殻を処理した後、新たにケーソンの製作・据え付けを行う方法を用いるものとした。図-4および図-5はこれらの復旧手順を具体的に示したものである。このような復旧方法を用いる場合、ケーソンの滑動量によって復旧費はあまり変わらないものと考えられ、図-3に示すような滑動量と復旧費の関係を用いて期待総費用の算定を行った。

本研究では、初期建設費や復旧費を算定する場合の工事費単価を「運輸省港湾土木請負工事費算定基準(平成11年度改訂版)」(日本港湾協会, 1999b)等を参考に表-3のように設定した。図-6は、表-1に示した堤体幅について実際に初期建設費と復旧費を算定した結果である。

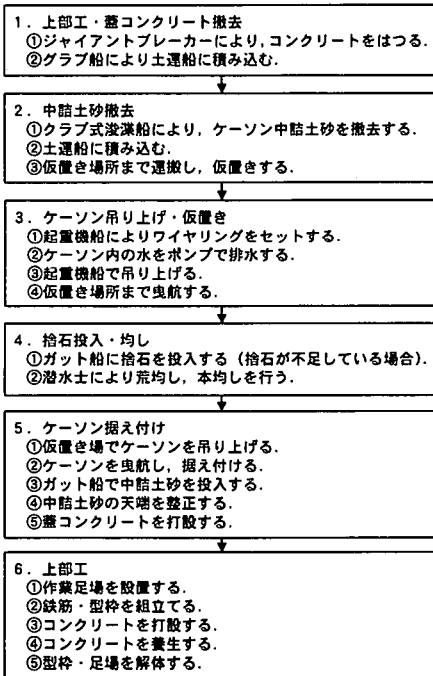


図-4 マウンド上に留まっている場合の復旧手順

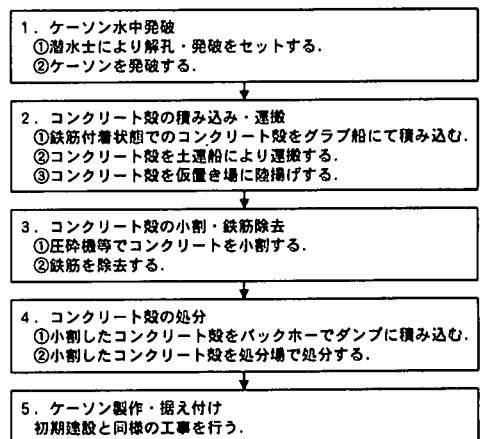
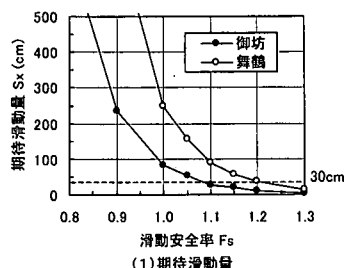


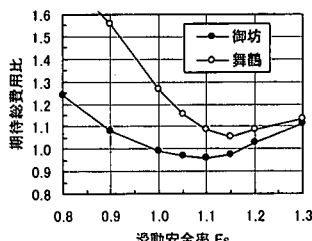
図-5 マウンドから滑り落ちた場合の復旧手順

表-3 計算に用いた工事費単価

項目	単価	備考
捨石投入	5,250 円/m ³	捨石の数量 30%割増
捨石荒均し	7,250 円/m ²	
捨石本均し	15,000 円/m ²	
被覆ブロック製作	223,000 円/個	20 t 程度を想定
被覆ブロック据え付け	58,000 円/個	
ケーソン製作	61,000 円/m ³	
中詰土砂	2,000 円/m ³	
中詰土砂天端均し	1,000 円/m ²	
蓋コンクリート	25,000 円/m ³	
上部コンクリート	40,000 円/m ³	
ケーソン据え付け	22,000,000 円/函	
上部工撤去	14,000 円/m ³	運搬費含む
蓋コンクリート撤去	7,950 円/m ³	運搬費含む
中詰土砂撤去	3,000 円/m ³	運搬費含む
捨石不陸整正	2,000 円/m ³	
被覆ブロック撤去	58,000 円/個	
被覆ブロックの搬取り	2,000 円/個	
水中発破	12,000 円/m ³	
コンクリート殻積み込み	3,000 円/m ³	グラブ船
コンクリート殻運搬	2,000 円/m ³	
コンクリート殻小割鉄筋除去	5,000 円/m ³	
ガラ処分	5,000 円/m ³	
諸 費	直接工事費の 40%	共通仮設費, 現場管理費, 一般管理費等



(1) 期待滑動量



(2) 期待総費用

図-7 沖波特性の違いによる期待滑動量と期待総費用

この結果、沖波の出現特性によって期待滑動量は大きく異なり、太平洋側の御坊地点では滑動安全率 $F_s=1.1$ とした断面で期待滑動量が約 30 cm であり、期待滑動量の許容値を 30 cm とした場合には新設計法のほうが経済的な設計ができる（断面幅を 2.1 m 小さくできる）ことになる。それに対し、毎年設計波に近い波高が出現する日本海側の舞鶴地点では、 $F_s=1.2$ とした断面でも期待滑動量は 30 cm を越え、新設計法で設計したほうが断面が大きくなることになる。

また、期待総費用は御坊地点では $F_s=1.1$ とした断面で最も小さくなり、期待総費用比は 1.0 以下になるのに対し、舞鶴地点では $F_s=1.15$ とした断面で期待総費用が最も小さくなるが、期待総費用比は 1.0 を越える結果となる。

(2) 各種不確定要因の推定精度の影響

図-8 (御坊地点) および図-9 (舞鶴地点) は、各種不確定要因の推定精度（平均値の偏り α 、変動係数 γ ）を表-2 のように変化させて期待滑動量と期待総費用を計算した結果を、図-7 と同様に示したものである。

最適断面を合田・高木 (1999) が述べているように、期待滑動量が許容値 30 cm 以下であってかつ期待総費用が最小のものとすると、図-8 の御坊地点では、Case 1 が $F_s=1.05$ とした断面が、Case 2 および Case 4 が $F_s=1.10$ とした断面が最適断面となり、いずれも期待総費用比は 1.0 以下となる。

一方、図-9 の舞鶴地点では、Case 3 が $F_s=1.1$ とした断面が最適断面となり期待総費用比も 1.0 以下となっているのに対し、Case 1 では $F_s=1.2$ とした断面で期待滑動量が 30 cm を越えかつ期待総費用比も 1.0 以上であ

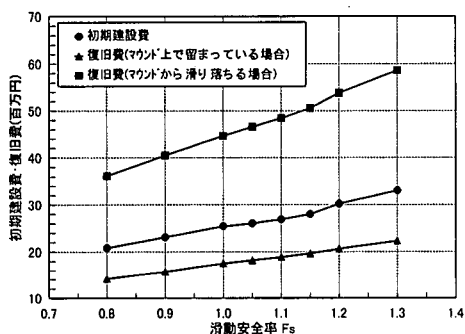


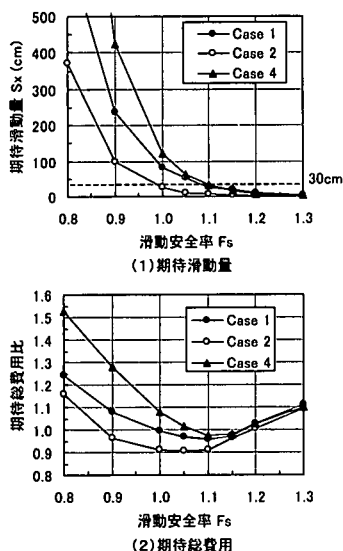
図-6 初期建設費と復旧費の算定結果

全体的には、滑動してもマウンド上に留まっている場合の復旧費は初期建設費の約 0.7 倍であり、マウンドから滑り落ちた場合の復旧費は初期建設費の約 1.8 倍であることがわかる。

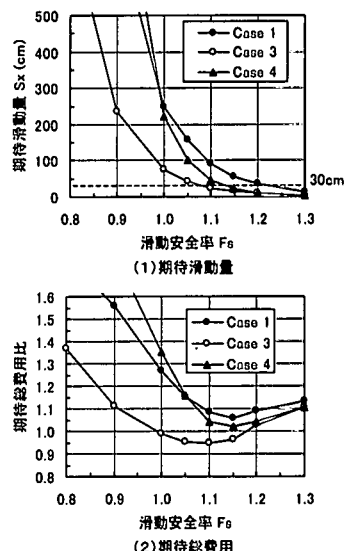
3.2 計算結果

(1) 沖波の出現特性の影響

沖波の出現特性の影響を検討するため、各種不確定要因の推定精度（平均値の偏り α 、変動係数 γ ）を両地点とも表-2 の Case 1 を用いて沖波の出現分布のみを図-1 のように変化させて期待滑動量と期待総費用を計算した結果が図-7 であり、許容安全率法で設計した場合の滑動安全率 F_s との関係で示している。また、期待総費用は $F_s=1.2$ の断面の初期建設費との比で示している。



図一八 各種不確定要因の推定精度の違いによる期待滑動量と期待総費用（御坊地点）



図一九 各種不確定要因の推定精度の違いによる期待滑動量と期待総費用（舞鶴地点）

り、新設計法で設計したほうが断面が大きくなることになり、各種不確定要因の推定精度によって最適断面が大きく異なってくるのがわかる。

4. おわりに

以上、本研究では、沖波特性や各種不確定要因が異なる実際の現地を対象として、できる限り現地の設計条件や施工を反映し、モデル防波堤に対して、期待滑動量や期待総費用および最適断面等の検討を行った。その結果を要約すると以下のようなものである。

(1) 沖波の出現特性によって期待滑動量は大きく異なり、許容安全率法で設計した毎年設計波に近い波高が出現する日本海側の舞鶴地点のほうが、太平洋側の御坊地点に比べて期待滑動量はかなり大きくなり、期待滑動量の許容値を 30 cm とした場合によっては許容安全率法で設計した断面よりも大きくなる場合がある。

(2) 期待総費用が最低となる最適断面を比較しても、日本海側の舞鶴地点のほうが大きくなる。

(3) 各種不確定要因の推定精度によって期待滑動量や期待総費用あるいは最適断面が大きく異なり、この新設計法を取り入れる場合にはこの各種不確定要因の設定が最も重要であり、設計時には十分な検討が必要である。

しかしながら、本研究ではケーソンの滑動安定のみを対象としたが、防波堤の設計ではこの他に地盤の支持力不足による沈下等の問題もある。例えば、期待滑動量の計算を行い断面幅を小さくできても、支持力がクリティカルになり、それほど断面幅を小さくできないことも考

えられる。そのため、今後は滑動だけでなく沈下等の変形も滑動と同じレベルで検討していく必要があると考えている。

また、この新しい設計法は埋立護岸ケーソンの施工中の安定性にも適用が可能と考えられ、耐用期間を施工期間と考えることにより合理的な設計が行えるものと期待できる。しかしながら、その場合の期待滑動量の許容値や復旧方法および復旧費の算定が重要となってくるものと考えられ、今後検討していきたいと考えている。

参考文献

- 阿部光信・興野俊也・長船 徹・貝沼憲男 (1999): 防波堤の信頼性設計法における時化のモデル化について, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 916-920.
- 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数値的検討, 港研報告, 第 27 巻, 第 1 号, pp. 31-92.
- 合田良実・高木泰士 (1999): 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, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 921-925.
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1998): 期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法, 港研報告, 第 37 巻, 第 3 号, pp. 3-30.
- 高山知司・池田直太・平石哲也 (1991a): 碎波および反射を考慮した波浪変形計算, 港研報告, 第 30 巻, 第 1 号, pp. 21-67.
- 高山知司・池田直太 (1991b): 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.
- 竹中秀夫・西田 稔・柳原 弘・殿塚浩司・佐藤広章 (1999): 現地観測結果を用いた波浪変形計算および波力の推定精度に関する研究, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 826-830.
- 日本港湾協会 (1999a): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 600-602.
- 日本港湾協会 (1999b): 運輸省港湾土木部負工事積算基準, 平成 11 年度改訂版.