

混成防波堤マウンドの期待変形量の計算法と適用例

土 田 孝* ・梅 沢 信 敏** ・山 本 泰 治**
石 倉 克 真*** ・浅 沼 丈 夫*** ・湯 怡 新****

1. はじめに

混成防波堤は、波圧作用時におけるケーソンの滑動、転倒、底面支持力の3つの破壊モードに関する安全率に基づき設計されている。下迫・高橋ら(1998)は、現行の安全率法に替わり、モンテカルロシミュレーションにより供用期間中に生じるケーソンの滑動量の期待値(期待滑動量)を算定して設計する方法を提案した。期待滑動量による設計は、確率論による信頼性をベースとしており、さらに変形を考慮している点でより合理的な設計であるといえる。本研究は、同様の考え方をケーソン基礎の支持力に適用し、期待変形量を算定する方法を開発し、被災例に適用したものである。

2. マウンド期待変形量の計算法

2.1 基本的な考え方

マウンド支持力の算定は、平成元年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準」から、簡易ビショップ法円弧すべり解析で設計する方法が採用されている(日本港湾協会, 1999)。この方法は、波力とケーソンの自重によりマウンドに作用する外力(偏心傾斜荷重)を、有効基礎幅 b に作用する等分布荷重とマウンドの表面の水平力として作用させ、図-1に示すように、ケーソン底部内の有効幅の端部を通過点とする円弧すべり解析で安全率を計算し、安全率1.0を確保する方法である。なお、円弧すべり解析は通常の安定解析に用いられる簡便法ではなく、円弧分割片間に水平力が作用すると仮定して計算する簡易ビショップ法を用いる。

小林ら(1989)は、室内模型実験及び実物大のケーソンを用いた静的載荷試験によって、偏心傾斜荷重に対する支持力が上記の方法によって算定できることを示した。さらに既存の防波堤の被災及び無被災事例の解析を行って、この解析法で安全率が1.0以上であるときには支持に関する安定が確保されていることを確認した。

波圧時におけるケーソン直下の支持力の算定は、繰返

し荷重に対する地盤の安定問題である。同様の問題として、地震時における土構造物の安定問題がある。Newmarkは地震時に発生する加速度によってすべりが発生したときの、すべり面上の土塊の変形量を運動方程式を用いて解析する方法を考案し、地震時加速度により一時的にすべりが発生しても、地震終了までの累積変形量が構造物の機能に影響を与えない範囲にとどまれば、設計上は問題がないという考え方を提案した。ただし、Newmarkの方法を適用するには、すべり面にそって生じる変形が漸進的であって、せん断抵抗の低下による急激な崩壊が起きないことが前提となる。

本研究で述べる期待変形量の解析はNewmarkの方法を防波堤マウンドの波圧時安定問題に適用したものである。波圧が作用することにより地盤の支持力が不足して変形がおこるメカニズムを図-1の円弧すべりであると考え、大きな波圧が継続する時間だけ土塊がすべり面にそって運動するとして計算する。

ここで、この方法の前提となる「マウンド及び地盤内のすべりが漸進的であって急激な崩壊(大変形)が起きない」という前提について検討する。粒状体に関する最近の研究によると、粒状体においてせん断抵抗がピークに達した後に急激な崩壊に進むためには、明瞭なすべり面(せん断帯)が形成される必要があるが、すべり面の強度が残留状態まで低下して崩壊に至るにはせん断帯の

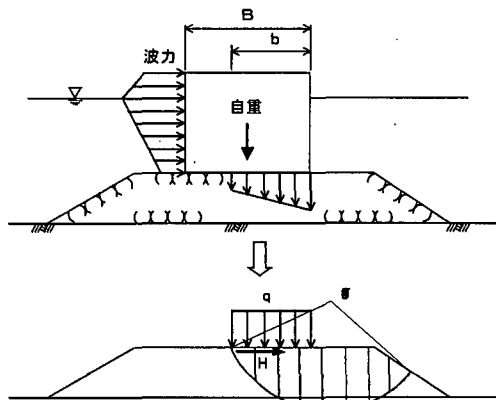


図-1 現行設計法における支持力の計算法

* 正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所
** 正会員 工博 (独)開発土木研究所
*** 正会員 工学 東亜建設工業(株)
**** 正会員 工博 関門港湾建設(株)

対象とした三角波形の波力に、サイン波形の波力を加えたモデルである。また、 γ_p は三角形波形によって増加する波力の積分をサイン波形の波力から減じるための係数である。本解析においてもこのモデルを用いるので、単一のサイン波と三角波に対するマウンド変形量を求める。

図-6(a)のように波高が時間的に変化するときにおいて、円弧すべりが発生するのは波高が限界波高 H_{CR} を上回る時である(図中の斜線部)。このときに、時間ごとに円弧すべりを発生させる正味の起動モーメント $M_{net}(t)$ を考えると、 $M_{net}(t)=M_D(t)-M_R(t)$ となる。図-6(b)に $M_{net}(t)$ の時間的変化を示すが、 $M_{net}(t)$ と円弧すべりの回転角加速度 $d^2\theta/dt^2$ の運動方程式は次式のようにになる。

$$I \frac{d^2\theta}{dt^2} = M_{net}(t) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 I はケーソンを含めた円弧すべりを起こす剛体全体の円弧中心点に関する断面二次モーメントであり、 $I=\sum m_i r_i^2$ で計算される。 m_i はケーソンの各部材や土塊の各分割片の質量であり、 r_i はそれらの重心と円弧中心点との距離である。

正味のすべりモーメント $M_{net}(t)$ は波高によって次のように表すことができる。

$$M_{net}(t) = M_D(t) - M_R(t) = M_0(K-1) \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 M_0 は限界波高 H_{CR} を超えたときの正味の起動モーメントの変化を表す定数であり、すべりモーメント定数と呼ぶ。また、 K は波高 H とマウンド基礎のもつ限界波高 H_{CR} との比 H/H_{CR} であり、限界波高比と呼ぶ。

波形がサイン波によって表される場合は波高を時間の関数として正味の起動モーメント $M(t)$ は次のように表すことができる。

$$M(t) = M_0 \left\{ K \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) - 1 \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

式(3)を積分すると、ケーソン底部における1波あたりのすべり面上の移動量 δ_{si} は次式で与えられる。ただし、 a_0 は $M_0 R/I$ の略記で断面の定数である。なお、 a_0 は加速度の単位を有する。

$$\delta_{si} = \frac{1}{2} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \left\{ K \sin\left(\frac{2\pi}{T}t_1\right) - 1 \right\} a_0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 t_1 はB点の時刻である。 K が1より小さいときはすべりが発生しないので、 $1 < K$ であるときのみすべりによる移動量を上式にて計算する。またA、B点における時刻 t_0 、 t_1 は次のように決められる。

$$t_0 = \left(\frac{T}{2\pi} \right) \sin^{-1} \frac{1}{K} \quad \dots\dots\dots (7a)$$

$$t_1 = \frac{T}{2\pi} \left\{ \sin^{-1} \left(\frac{1}{K} \right) + K \left(\cos \frac{2\pi}{T} t_0 - \cos \frac{2\pi}{T} t_1 \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (7b)$$

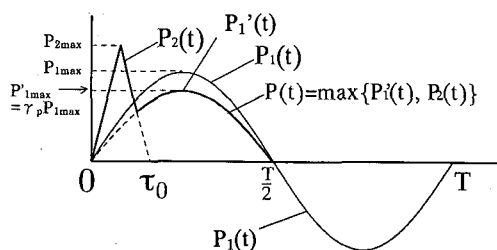


図-5 三角波とサイン波で表した波力の時系列モデル

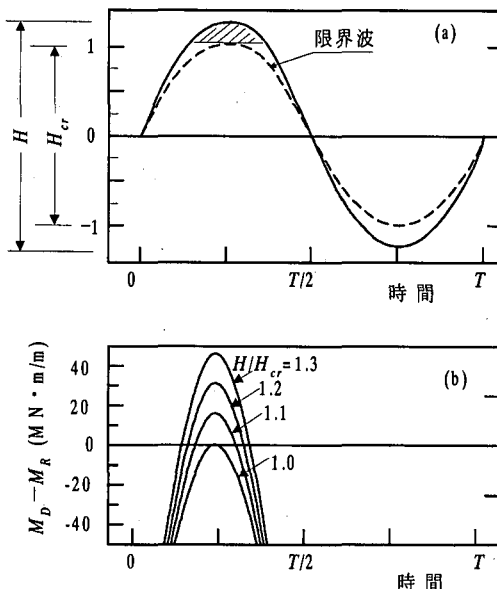


図-6 波高と正味の起動モーメントの時間的変化

波が引く過程で円弧すべりによる回転運動を考えないとすると、 $t_1 < T/2$ であるので、式(7b)より $K < 1.38$ という下限が得られる。また、式(7a)に示すように回転運動の休止時刻 t_1 は直接に限界波高比 K によって表わすことができないが、1波あたりの移動量を求めるときは $\{\sin(2\pi/T \cdot t_1)/K - 1\}^2 \approx 9.4(1-K)^2/K$ の近似式を用いれば十分な精度で計算ができる。図-4における円弧の円心角度 θ が $45^\circ \sim 60^\circ$ の範囲にあると仮定し、代表値として $\sin \theta = 0.8$ を用いると、一波あたりのマウンドの円弧すべりによるケーソンの沈下量 S_{si} は次のように与えられる(ただし、ケーソンはマウンドのすべりといっしょに動くものとする)。

$$S_{si} = \delta_{si} \sin \theta \approx 0.095 T^2 \frac{(K-1)^2}{K} a_0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

(ただし、 $1 \leq K < 1.38$)

三角波形の場合にも同様の手順で起動モーメントを積分でき、三角波形の一波あたりの移動量 δ_{ri} と沈下量 S_{ri}

は、それぞれ次のように求めることができる。

$$\delta\pi = \frac{T^2}{16} \left(1 + \frac{2\sqrt{2}}{3} \right) \frac{(K-1)^3}{K^2} a_0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$S\pi = \delta\pi \sin \theta \approx 0.097 T^2 \frac{(K-1)^3}{K^2} a_0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

(ただし、 $1 \leq K < 1.71$)

(8)、(10)式に示すように、サイン波形か三角波形にかかわらず、単一波による移動量は周期 T の2乗に比例する。また、限界波高比 K の増加とともに、1波あたりの移動量 δs_i 、 $\delta\pi$ は大幅に増える。

3. 期待変形量計算プログラム

3.1 プログラムの概要

個々の防波堤において、ケーソン直下のマウンドの期待変形量を算定するプログラムを作成した。プログラムのフローを図-7に示す。計算はモンテカルロシミュレーションであり、土質定数のばらつきや波力、支持力に関する解析誤差、潮位の変動を所定の確率分布から与えて断面を設定する。さらに、沖波波高を出現確率分布にしたがって発生させ、波浪変形計算を行ってケーソン前面の有義波高を計算している。各波群の継続時間は2時間、波群内では波高はレーリー分布に従うと仮定し、波力は図-5に示す三角波形とサイン波形を組み合わせたモデルを使用した。

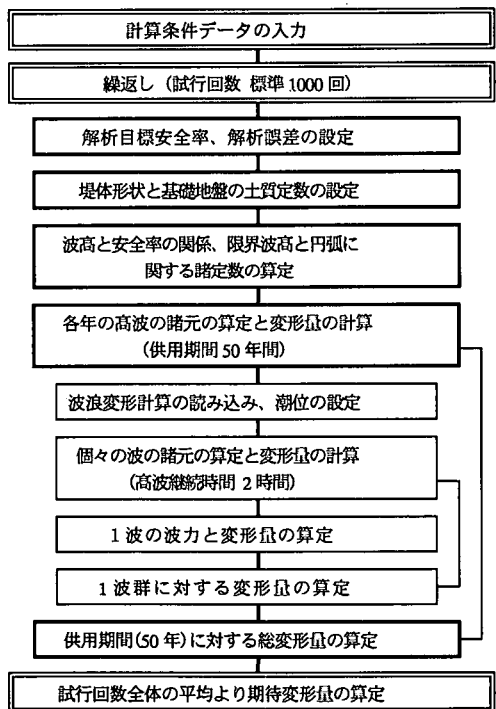


図-7 期待変形量計算プログラムのフロー

計算では、まず解析目標安全率 F^* (通常は1.0)と解析誤差 e 、断面形状と土質定数を設定し、円弧すべり解析により波高と安全率の関係を求める。これより安全率が (F^*+e) となる時の波高 (限界波高 H_{cr})と円弧に関する諸定数 M_0 、 R 、 I を決定する。これらの定数が決まると一波ごとの変形量は、2章で示した式により簡単に計算できる。

1年間に1回高波群が来襲するとし、沖波はワイブル分布またはグンベル分布を用いて発生させ、沖波が防波堤に到達するまでの波浪変形を計算して堤前有義波を与えた。波浪変形解析においては、高波変動、潮位変動、主波向き、波力算定の誤差も考慮している。高波群内の堤前波高はレーリー分布するとしたが、碎波限界以上の波高はカットしている。供用期間を50年間とし、試行計算を1000回行って、50年間の累積変形量の期待値を期待変形量とした。

3.2 苫小牧港の被災事例における適用

本プログラムを被災事例に適用し、計算した期待変形量と実際の被災時変形量との比較を行った。被災を受け

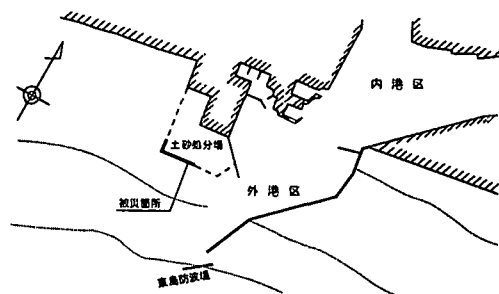


図-8 被災箇所

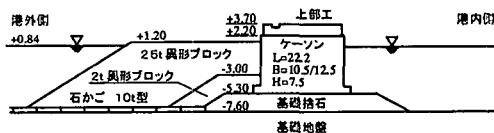


図-9 被災時の断面

現行設計法による安全率

滑動	転倒	支持力
0.84	1.48	0.67

期待変形量の計算結果

期待沈下量	期待水平移動量
11.8cm	18.2cm

図-10 現行設計法による安全率と期待変形量の計算結果

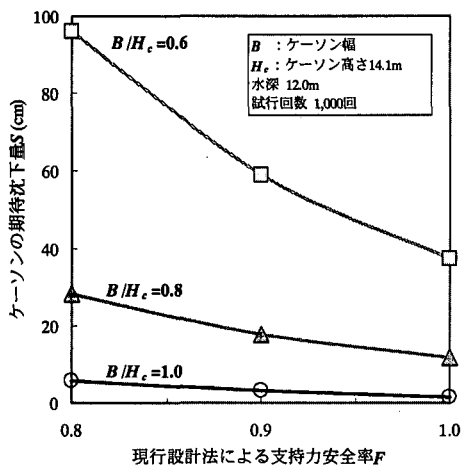


図-11 支持力安全率と期待沈下量の関係

たのは、苫小牧西港土砂処分場の建設途中の護岸先端のケーソン式消波ブロック被覆堤であり、図-7、図-8に被災箇所と被災時の護岸断面を示す。平成8年9月の台風17、18号により発生した高波のため、沈下と水平移動が起った。実測した被災時沈下量と水平移動量は、それぞれ7 cm～45 cm、8 cm～23 cmであった。

被災箇所は建設途中であるため消波ブロックの被覆が不完全であり、このような状態で大きな波が来襲するときには衝撃砕波力が発生することが知られている。上久保ら(1998)は、水理実験によって消波ブロックが不完全被覆のときの波力低減係数 λ が最大1.6になることを報告している。本プログラムを用いた解析では、波浪観測結果から被災時の波浪条件を推定し、 λ として以下の値を用いた(H は波高、 h は水深)。

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & (H/h < 0.725), \\ 1.33(H/h) + 0.03 & (0.725 < H/h < 0.95) \\ 1.30 & (H/h > 0.95) \end{cases}$$

図-10にこの条件での現行設計法による安全率と本プログラムで計算した期待変形量を示した。期待沈下量と期待水平移動量はそれぞれ11.8 cm、18.2 cmと計算されば観測値の範囲内であった。

3.3 ケーソンの形状と期待変形量の関係

図-11は、代表的な混成堤の断面においてケーソン高

さ H_c とケーソン幅 B を変化させたときの支持力安全率と期待沈下量(変形量の鉛直成分)の関係である。図のように安全率が同じでも B/H_c が大きいほど沈下量は小さい。たとえば $B/H_c=1$ のケーソンでは期待変形量で設計することによりケーソン幅を縮小できる可能性がある。

4. ま と め

混成防波堤におけるケーソン底面支持力の安定に関して、供用期間中の高波による期待変形量を算定する手法を提案し、被災事例に適用して良好な結果を得た。本解析法をすでに提案されている期待滑動量による設計法と組み合わせることにより、混成防波堤の設計を現行の安全率法に替わり信頼性設計法によって行うことが可能になると考えられる。

参 考 文 献

- 上久保勝美・木村克俊・藤池貴文・明田定満・竹田英章・遠藤 強 (1998): 消波ブロック被覆堤の施工時における直立部の滑動特性, 海洋開発論文集, Vol. 4, pp. 339-344.
- 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷 拓 (1987): 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, 第26巻, 第2号, pp. 371-411, 1987.
- 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, 港湾技術研究所報告, 第37巻, 第3号, pp. 1-30.
- 高橋重雄, 下迫健一郎, 上部達生 (1994): 衝撃砕波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動, 港湾技術研究所報告, 第33巻, 第2号, pp. 59-86.
- 竜岡文夫 (1992): 室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について, わかりやすい土質力学原論(第1回改訂版), pp. 51-107.
- 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭 (1996): 混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 846-850.
- 湯 怡新・土田 孝 (2000): 波圧作用時における防波堤基礎の支持力不足に伴う沈下量の計算法, 土木学会論文集, No. 645/III-50, pp. 91-102.
- 日本港湾協会 (1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), pp. 426-429.
- Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, 5th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160, 1965.