

混成防波堤におけるマウンドの支持力破壊 に関する大規模水理模型実験

LARGE SCALE HYDRAULIC MODEL EXPERIMENTS ON THE FAILURES OF RUBBLE MOUND FOUNDATION OF COMPOSITE BREAKWATERS

下迫健一郎¹・土田 孝²・増田慎太郎³・渡部要一⁴・藤井 敦⁵

Kenichiro SHIMOSAKO, Takashi TSUCHIDA, Shintaro MASUDA, Yoichi WATABE, Atsushi FUJII

¹正会員 (独)港湾空港技術研究所 海洋・水工部 耐波研究室長 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 工博 広島大学 大学院工学研究科社会環境システム専攻教授 (〒739-0046 広島県東広島市鏡山1-4-1)

³国土交通省 近畿地方整備局 舞鶴港湾事務所 (〒624-0946 京都府舞鶴市字下福井910)

⁴正会員 (独)港湾空港技術研究所 地盤・構造部 土質研究室長 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

⁵国土交通省 中部地方整備局 名古屋港湾空港技術調査事務所長 (〒457-0833 愛知県名古屋市中区東兵衛町1-57-2)

Hydraulic model experiments on the stability of rubble mound foundation of composite breakwaters against wave action were conducted in a large wave flume, where the failures of rubble mound were reproduced. Sliding of the caisson was also occurred by the decrease of friction coefficient due to the settlement of rubble mound even the initial sliding safety factor is larger than 1.2. Numerical calculations of expected settlement due to mound failure using Monte Carlo simulation were also conducted in order to compare the experimental results. Calculated settlement was larger than experimental one because the elastic deformation of rubble mound foundation was not taken into account in the calculation.

Key Words : Rubble mound, composite breakwaters, bearing capacity, Bishop's arc method, mound failure, expected settlement

1. まえがき

混成防波堤直立部の耐波設計においては、計算される波力に対して、滑動、転倒、マウンドの支持力等に関する安定性の検討を行っており、従来の一般的な設計条件では、滑動が支配的となる場合が多かった。しかしながら、近年、防波堤の大水深化が進み、摩擦増大マットの使用、新構造防波堤の開発等による堤体幅の減少などもあり、マウンド部に作用する端趾圧が増大しており、断面がマウンドの支持力によって決まる場合が増えてきている。

混成防波堤のケーソン直下におけるマウンド支持力の安定性は、波力とケーソン自重からなる偏心傾斜荷重を、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(簡易ビショップ法)で計算して安全率1.0を確保する方法が用いられている¹⁾。

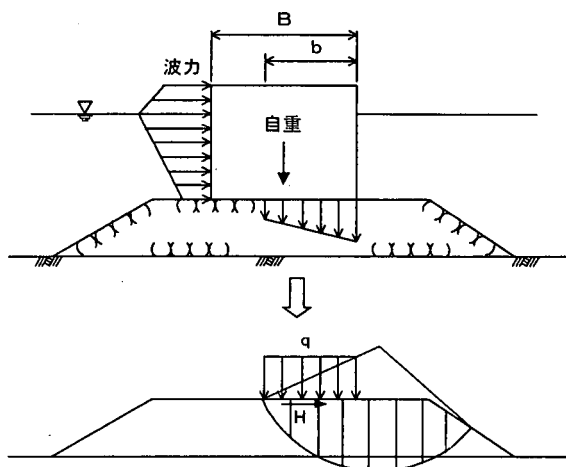


図-1 円弧すべりによるマウンド支持力に関する検討

本研究は、マウンド支持力の安定性が支配的となる堤体断面を設置し、高端趾圧時におけるマウンド

の変形メカニズム，特にマウンドの支持力破壊に関する現象を明らかにすることを目的として，大規模水理模型実験および数値計算を実施したものである。

2. 実験方法

(1) 実験断面

実験は，港湾空港技術研究所の大規模波動地盤総合水路で実施した。本水路は，長さ184m，幅3.5mで，水路内には長さ67mにわたって厚さ4mの砂地盤層を有しており，砂地盤表面から水路天端までの高さは8mである。図-2は今回の実験断面（断面1）を示したものである。模型縮尺は現地の1/5程度を想定しており，実験水深は4.5mとした。

ケーソン模型は鋼製で，水路幅方向の長さが3.3m，高さが4.0m，水路延長方向の幅が2.7mである。港内側マウンド肩幅を小さくしたことにより，マウンド

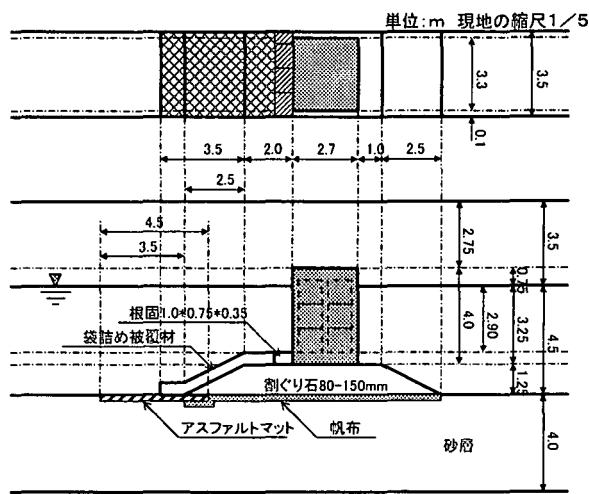


図-2 実験断面（断面1）

の支持力破壊が生じやすい断面となっている。なお，実験は断面1と断面2の2種類について行っており，断面2は，断面1に比べてケーソンの位置を20cm港内側へずらし，マウンド支持力の安全率をさらに小さくするとともに，ケーソン底面にアスファルトマットを敷設し，滑動安定性をより高めた。

ケーソン模型内には，中に鉄板を埋め込んだコンクリートブロック（比重4.0）を入れて重量を確保した。断面1，断面2ともに，4tのブロックを8個と2tのブロックを2個入れており，ケーソンの水中重量は40.97tである。なお，ブロックの設置にあたっては，重心の位置が現地とほぼ同じになるよう，ケーソン内にかさ上げのための架台を設け，ブロックの高さを調節した。

マウンド全体の変形量を計測するためには，石の動きを判別するための工夫が必要である。当初，マウンドの石に色を付けることを考えていたが，石が大量のため膨大な手間がかかり，しかも実験中に塗料がはがれてしまい，判別が困難となることも予想された。そこで，鉛直方向変位については，マウンドの中に幅30cmのガーゼを敷いて基準面とする方法を用いた。高さ1.25mのマウンド内に，25cmピッチで計測面を設け，実験前と実験後で高さを計測した。

一方，水平方向変位については，マウンド内に幅7cm，厚さ1mmのアルミ板を埋設しておき，実験後のアルミ板の変形状況によって変位を計測した。ケーソン中心の直下から50cmピッチで9枚のアルミ板を埋設した。

図-3は，ガーゼとアルミ板の位置関係を示したものである。ガーゼによる計測面は，水路両側壁から50cmの位置と中央付近の3測線であり，アルミ板については中央付近の1測線のみとしている。

(2) 計測器と実験ケース

実験では，波高計，波圧計および変位計を設置し，作用する波とケーソンに作用する波力，ケーソンの変位を計測した。波高計は，沖に3本，ケーソン前面および前面から7.3m沖側にそれぞれ1本設置した。なお，入射波高については，基本的に模型を設置しない状態で測定した通過波に基づいて値を決めており，模型設置時には，ケーソン前面の水位以外は参考値として計測している。

波圧計については，ケーソン前面に4個取り付けられており，それぞれの値に面積をかけて，ケーソン全体に作用する水平波力を求めている。また，ケーソン底面には波圧計を取り付けられなかったため，前面の下側2つの値から底面での水平波圧を外挿して求め，その値をケーソン前趾での揚圧力とし，後趾で0となる三角形分布を仮定して底面全体に作用する揚圧力を計算した。

変位計は非接触式のレーザー変位計（測定範囲25～75cm）を用い，水平変位1箇所，鉛直変位1箇所

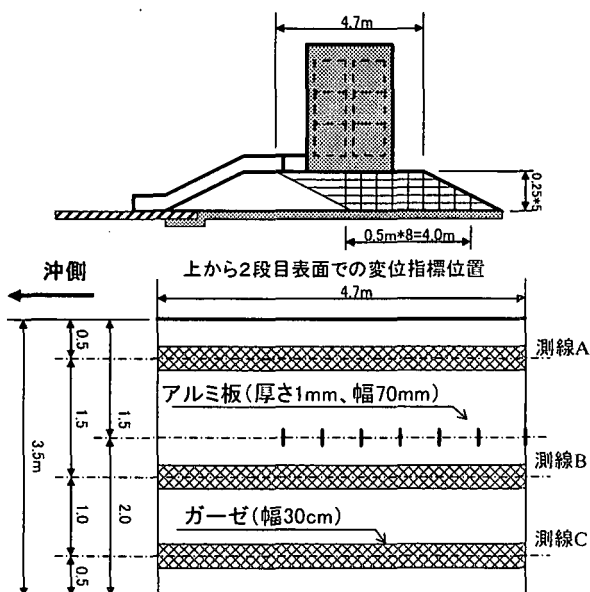


図-3 マウンド内におけるガーゼとアルミ板の位置関係

について、波作用時のケーソンの変位を計測した。また、1ケース（1回の波作用）ごとに、ケーソン天端上の4点でレベルを用いて高さを計測し、ケーソンの沈下を調べるとともに、水路の両側壁に設置した目盛を用いて、水平方向の変位についても測定している。

表-1は実験ケース一覧である。実験はすべて規則波を用い、まず周期5sの波について波高の小さいほうから順に波を作用させ、その後周期7sの大きい波高を作用させている。周期7sの波については、変形が進行するように繰り返し作用させた。造波時間は1ケースにつき100sとしており、波高がほぼ一定となる有効波数は8~13波程度である。

表-1 実験ケース一覧

実験断面	周期 T(s)	波高 H(cm)	繰り返し回数
断面1 港内側マウンド 肩幅1m 摩擦増大マット なし	5	80	1
	5	100	1
	5	120	1
	5	140	1
	5	160	1
	5	180	1
	5	200	1
	7	210	4
	7	220	2
断面2 港内側マウンド 肩幅0.8m 摩擦増大マット あり	5	80	1
	5	100	1
	5	120	1
	5	140	1
	5	160	1
	5	180	1
	5	200	1
	7	210	7
	7	215	2

3. 実験結果

(1) 対象断面の安全率

図-4は、断面1を対象として、周期5sの波に対するケーソンの滑動、転倒およびマウンド支持力（簡易ビショップ法）の安全率を示したものである。波力については、合田式で計算される値を用いており、ケーソンとマウンドの摩擦係数は0.6として計算している。滑動に関しては波高2.2mで安全率が1.0を下回るのに対して、ビショップ法に関しては、波高1.75mですでに1.0を下回っており、波高2.2mでは安全率はほぼ0.7となる。したがって、計算上は滑動ではなくマウンドの支持力破壊が先に発生することになる。

なお、図には示していないが、周期7sの場合、波高が1.9m以上になると転倒安全率が1.0を下回るため、ビショップの安全率は計算できなくなる。ただし、実際にはこのような条件でも波を作用させて実験を行ったが、転倒は生じなかった。

一方、断面2の場合は、ケーソンの滑動を防ぐため、ケーソン底面とマウンドの間に摩擦増大マット（アスファルトマット）を敷設した。この場合の摩擦係数は一般に0.7以上となる。仮に0.7とした場合でも、今回の実験において最も波力が大きくなる周期7s、波高2.2mの波に対して滑動安全率は1.2程度となり、計算上は全く滑動は生じないことになる。また、支持力破壊をさらに発生しやすくするため、ケーソンの位置を20cm港内側へずらし、港内側マウンド肩幅を80cmとしたことにより、ビショップ法による安全率は、断面1に比べて0.03程度小さくなっている。

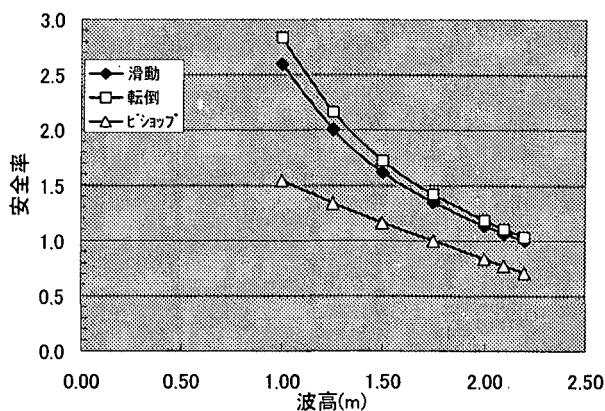


図-4 波高と安全率の関係

(2) ケーソン変位の累積変化

図-5(1), (2)は、断面1, 断面2それぞれにおける各ケース終了時のケーソンの水平変位と、ケーソン天端で計測した港外側および港内側の鉛直変位（沈下量）の変化を示したものである。

断面1についてみると、周期5sのケースについては、水平変位、沈下ともにごくわずかつつ進行しているが、これはマウンド自体の初期変位も含まれており、特に滑動や支持力破壊が生じたとは考えにくい。断面2の場合、最初の波高0.8mのケースで港内側が1.0cm程度沈下しているが、その後は断面1の場合と同様で、水平変位、沈下ともにごくわずかつつ進行している。

断面1の場合、周期5s、波高2.0mのケースでは、図-4に示したとおり、計算上の滑動安全率は1.2程度であるが、実際には規則波であっても波高にばらつきがあるため、合田式よりも大きな波力が作用していることもあり、摩擦係数を0.6と仮定して実測波力から計算した滑動安全率の最小値はほぼ1.0であった。このとき、ビショップの安全率は当然1.0

よりも小さいはずであるが、実際にはほとんど沈下は見られなかった。

周期7s, 波高2.1mの1回目では, 断面1の場合は5cmほど水平変位が生じ, 港内側で2cm弱の沈下も生じている。このとき, 実測波力から計算される滑動安全率は1.0をやや下回っており, 滑動が生じたとしてもおかしくはない。しかしながら, 同じケースについて, 断面2でも6cmほどの水平変位と1.2cmの港内側の沈下が生じている。このとき, 合田式による計算波力より多少大きな波力が作用してはいるものの, 断面1とは異なり摩擦増大マットを使用しており, 滑動安全率は明らかに1.0以上である。それにもかかわらず大きな水平変位が生じていることから, 最初に支持力破壊によるマウンドの沈下が生じ, 底面の港内側でマウンド面との接地圧が低下したことによって滑動抵抗力(摩擦係数)が低下し, 滑動が生じたと考えるのが妥当であり, 断面1についても, 同様の現象であったと考えられる。

なお, 別の機会に行った実験で, マウンド支持力の安全率が十分大きい条件でケーソンの滑動が生じた場合には, 今回の結果に比べて鉛直変位は小さく, 岸側の最大値でも2cm程度で, ケーソンの傾きも小さかった。このことから, 今回の実験において支持力破壊による変形が生じたことは明らかである。

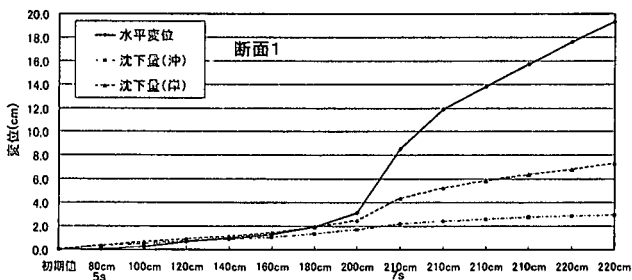


図-5(1) 水平変位と沈下の累積変化 (断面1)

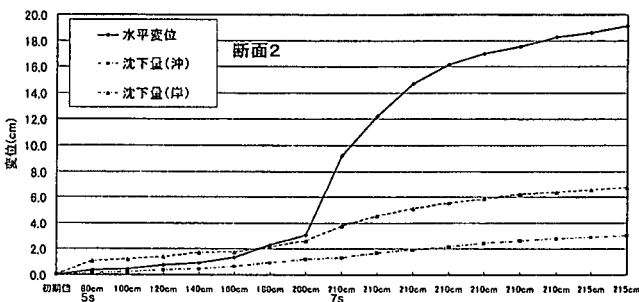


図-5(2) 水平変位と沈下の累積変化 (断面2)

(3) 1波ごとのケーソン変位

図-6は, 断面1における周期7s, 波高2.1mの1回目のケースでの波圧(ケーソン下端から35cm), 堤体前面波高, 変位の時系列波形を示したもので, 変位計1が水平変位(港外向きが正), 変位計2が鉛直変位(下向きが正)である。なお, 変位は越波の影響を受けないケーソン上方に取り付けたレーザー

光反射板位置での値であり, 沈下による傾斜を伴う場合, 水平変位の値はケーソン天端面での水平変位よりも大きくなっている。

2波目において, 最大変位で8cm, 残留変位でも3cm程度の比較的大きな水平変位が生じている。また, このときに最大変位で7mm, 残留変位で4mm程度の沈下も生じている。ここには示していないが, 断面2の場合もほぼ同様の現象が見られており, 前述のように, 支持力破壊によって滑動抵抗力の低下が生じたと考えられる。また, 図からわかるように, 1波ごとの波高がばらついており, 水平変位については, 大きな変位が2回生じており, それ以外では

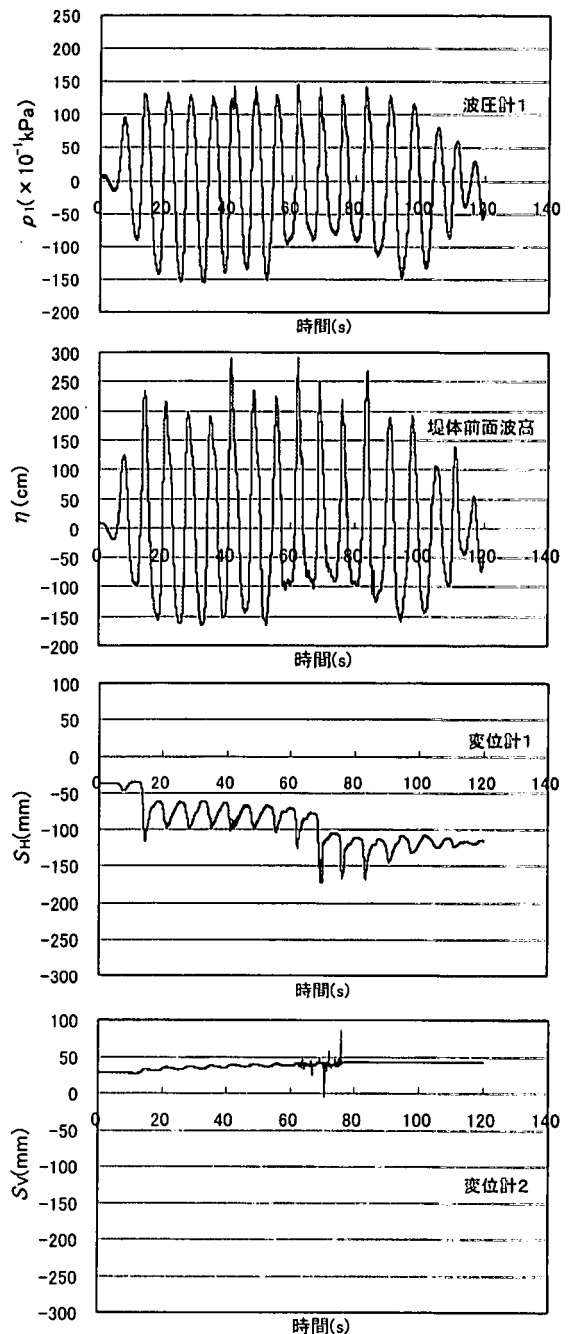


図-6 波圧, 堤体前面波高, 変位の時系列データの例 (断面1, 周期7s, 波高2.1m)

ロッキングはするものの、残留変位はほとんど増加していない。一方、鉛直変位については、ほぼ1波ごとに、徐々に残留変位が増加している。

(4) マウンド形状の変形

図-7は、マウンド内のガーゼを指標として計測された水平面の形状変化（鉛直変位）を示したもので、中央の測線における結果である。ケーソン後趾直下のマウンドが沈下しているものの、マウンド下部ではほとんど変位がない。また、沈下が生じた部分の後ろ（港内側）では、マウンドが多少盛り上がるように変形していることがわかる。

図-8は、アルミ板によって計測された鉛直面の形状変化（水平変位）を示したものである。断面1の場合、ケーソン後趾近くのマウンド表面に近い部分では比較的変位が大きいが、マウンド法肩付近よりも離れたところでは、変位は小さくなっている。一方、断面2の場合、断面1に比べてマウンド港内側斜面部の表面近くの変位量が、断面2のほうが大きくなっている。これは、断面2のほうが滑動抵抗力が大きいため、ケーソンの水平変位が生じるまでにより大きな端趾圧が作用して、マウンドの変形が大きくなったものと考えられる。

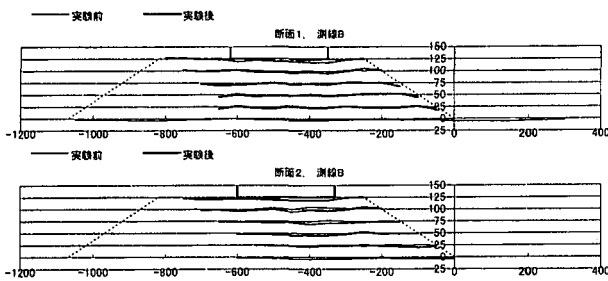


図-7 水平面の形状変化

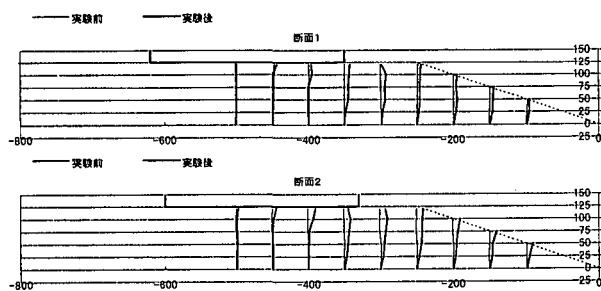


図-8 鉛直面の形状変化

4. マウンドの期待変形量の計算

(1) 変形量の計算方法

土田ら^{2),3)}は、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、前述

の図-1に示した円弧すべりであると考え、すべり面上の土塊の変形量について、運動方程式を用いて解析して累積変形量を計算する手法を提案し、実用的な防波堤マウンドの期待変形量計算プログラムを開発した。この手法を適用するには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）が起きないことが前提になるが、捨石マウンドのような粒状体では、すべり面上で平均粒径の数倍程度のズレが発生しても、すべり面上で大幅な強度低下が起こらないとされている⁴⁾。マウンドに用いられる捨石の平均粒径は30~50cmであるので、波によりすべりが発生したときの変形は漸進的に進むと考えられる。

単一の波に対してマウンドの支持力不足による変位量を計算する方法を図-9に示す。円弧すべりによる安全率が解析目標安全率 F^* （実際にすべりが発生するときの安全率で、通常は $F^*=1$ ）よりも小さくなったときに0点を中心として円弧すべりが起こると仮定する。支持力不足を発生させる起動モーメント M_D はケーソン、マウンド基礎、地盤の各自重と、ケーソン底部の偏心傾斜荷重として作用する波力によって計算され、抵抗モーメント M_R はマウンド及び地盤のせん断抵抗による。図のようにマウンドの変位はすべり面にそった土塊の移動によって発生するが、この変位の鉛直成分を沈下量、水平成分を水平変位量と呼ぶことにする。両者の比率はすべり面の中心角 θ により決まってくる。波力については下迫⁵⁾が提案した三角波形とサイン波形を組み合わせたモデルを用いる。

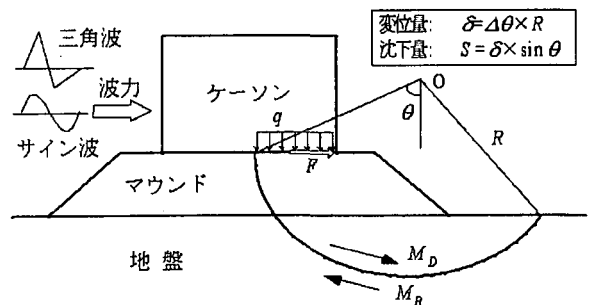


図-9 支持力不足による円弧すべりによる回転運動

ここでは紙面の制約により、計算式は省略するが、回転角加速度に関する運動方程式を積分することにより、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が計算できる。

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している。本事例は条件を制御した実験なので周期7s、継続時間98s（14波）、波高の変動なしとしている。また、解析目標安全率を1.0、解析誤差 e は変動幅0.1の一様分布とした。

計算では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} ）とこのときの円弧に関する諸定数を決定する。これらの定数が決まると一波ごとの変形量は簡単に計算できる。試行計算を5000回行って、98秒間の累積変形量の期待値を期待変形量とした。

(2) 計算結果と考察

表-2は、本実験において波高を1.0mから2.2mまで変化させたときの期待沈下量と期待水平変位量の計算結果を示したものである。最大の波高2.2mでは14波による期待沈下量、期待水平変位量がそれぞれ65.8cm、43.0cmと計算されており、かなり大きな変形を予測している。しかしながら、実験結果をみると累積変形量はわずかであり、計算結果とは大きな差がみられる。

一方、1波あたりの沈下量および水平変位量をみると、波高2.20mのときにそれぞれ4.70cm、3.07cmであり、沈下量については依然として実験値よりも大きい、水平変位量については、ロッキングによる最大変位に近い値になっている。実験では引き波時に港内側に変位したケーソンが港外側に戻る動きが観察されており、戻り量は変形量の半分以上になっている。本計算では、港内側への変形量の累積を計算しており、引き波時の戻りはないとしているため、このことが実験結果と計算結果の違いの原因になっていると考えられる。

表-2 期待沈下量、期待水平変位量の計算結果

Case	波高 (m)	期待沈下量 (cm)	期待水平変位量 (cm)	一波あたりの沈下量 (cm)	一波あたりの水平変位量 (cm)
1	2.20	65.8	43.0	4.70	3.07
2	2.10	42.7	28.2	3.05	2.01
3	2.00	24.9	16.6	1.78	1.19
4	1.75	2.4	1.7	0.17	0.12
5	1.50	0.1	0.1	0.01	0.01
6	1.25	0	0	0	0
7	1.00	0	0	0	0

5. まとめ

今回の実験では、計算上は間違いなく支持力破壊が生じる断面だったにもかかわらず、マウンドの沈下は急激には発生せず徐々に進行した。これは、波による外力がマウンドの支持力を上回ることにより生じる変位の半分以上は弾性的であり、引き波時には元に戻る、また、塑性的な変位についても、

変形と同時に上載荷重が急激に減少するためそれ以上の変形は起こらないことが原因と考えられる。今回の実験結果から判断すると、マウンド支持力に関して現行の設計で用いられている簡易ビショップ法は、かなり安全側の設定になっていると考えられる。近年、防波堤の断面が滑動ではなく支持力で決まるケースも増えてきており、支持力に関する設計法について、さらに検討が必要と思われる。

一方、計算上の滑動安全率は高いにもかかわらず、大きな水平変位が生じて見かけ上はケーソンが滑動したような結果となった。これは、いわゆる通常の滑動現象では無く、最初に支持力破壊によるマウンドの沈下が生じ、底面の港内側でマウンド面との接地圧が低下し、摩擦係数が減少して滑動が生じたと考えられる。このような現象については、現地における被災事例の検討を含めた破壊メカニズムについてさらなる検討が必要である。

なお、今回の実験縮尺は現地の1/5程度でかなり大規模ではあるが、それでも現地の場合には多少の縮尺の影響があり、相対的にマウンド石の強度が小さいため、端趾圧の増加によって石が割れる可能性が高くなる。ただし、支持力破壊によるすべりと違って局所的な現象であり、瞬間的にわずかな変位が生じることはあるにしても、大きな変形にはつながらにくいと思われる。

謝辞

本研究における模型実験の実施に当たっては、国土交通省中部地方整備局名古屋港湾空港技術調査事務所の 大田 勲前副所長をはじめ、多くの方々より適切なご助言を頂いている。また、期待変形量の計算に当たっては、東亜建設工業(株)設計部の 浅沼丈夫氏、安藤崇男氏のご協力を得ている。ここに記して深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻)，pp.426-429, 1999.
- 2) 湯 怡新，土田孝：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, 2000.
- 3) 土田孝，梅沢信敏，山本泰治，石倉克真，浅沼丈夫，湯怡新：混成防波堤マウンドの期待変形量の計算法と適用例，海岸工学論文集，第48巻，pp.901-905, 2001.
- 4) 龍岡文夫：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），pp51-107, 1992.
- 5) 下迫健一郎，高橋重雄，高山知司，谷本勝利：変形を許容した混成防波堤の新設計法の提案—期待滑動量を用いた信頼性設計法—，海岸工学論文集，第45巻，土木学会，pp.801-805, 1998.