

消波ケーソン堤前面マウンド上における ブロック安定性に関する一考察

小竹康夫*・興野俊也**・貝沼憲男**・藤原隆一***

1. はじめに

混成堤マウンド被覆材の安定性についてはこれまでに数々の実験的研究が行われている。なかでも、次式はBrebner・Donnelly (1962) が直立壁の基礎マウンドの所要重量算定に用いて以来、被覆材の設計に際して広く用いられている。

$$W = \frac{\gamma_r}{N_s(S_r - 1)^3} H^3 \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 γ_r および S_r は被覆材の空中単位体積重量および海水に対する比重、 H は波高であり、 N_s は安定係数と呼ばれ、波の諸元、マウンドの形状、被覆材の特性によって決まる。 N_s については、規則波を用いた水理模型実験をもとに様々な推定法が提案されている (例えば鴻上・成田, 1972)。さらに谷本ら (1982) は不規則波を用いた実験を行い、規則波実験による N_s と W との比較検討結果をもとにした N_s 算定法を提案している。また高橋ら (1990) は斜め入射波を対象とした実験を行い、木村ら (1996) は被覆材の平面的な被災特性を考慮した安定重量算定法を提案している。このように様々な方法が提案されているが、これらの算定式は、流れが被覆材に作用することを考慮して導かれるため、被覆材への流れの作用状況を正確に把握しておくことが必要となる。

スリット壁や遊水室を持つ消波ケーソン堤の場合、スリットにより生じる擾乱や、遊水室からの反射波と入射波との干渉により生じる乱れなどの影響で、マウンド被覆材近傍では複雑な流速場が形成される。そこで本研究では、消波ケーソン堤前面の複雑な流体場における被覆材の被災傾向を明らかにすることを目的とし、断面2次元での水理模型実験を行ったので、その結果について報告する。

2. 被覆材の所要重量算定式

谷本ら (1982) は、 N_s 算定の一般式として次式を導いた。

$$N_s = \max \left\{ N_{s0}, A \frac{1-\kappa}{\kappa^m} \frac{h'}{H_{1/3}} + N_{s0} \cdot \exp \left[-B \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^m} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここで h' は被覆材天端水深、 $H_{1/3}$ は有義波高、 N_{s0} は安定係数の初期値、 A 、 B および m は被覆材により定まる未定数であり、捨石と方塊ブロックの各々の場合について検討されている。また κ は無次元流速で、波数 k 、補正係数 α_s (対象とする地点が水平な場合に 0.45)、堤体への波の入射角 β および堤脚部から対象とする被覆材までの距離 l を用いて次式により求まる。

$$\left. \begin{aligned} \kappa &= \kappa_1(\kappa_2)_B \\ \kappa_1 &= \frac{2kh'}{\sinh 2kh'} \\ (\kappa_2)_B &= \max \{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kl \cos \beta) \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

混成堤マウンドでは被覆材の初期被害は法肩付近で生じ易い (谷本ら, 1982)。そのため被覆材の設計に際しては、 l にマウンド肩幅 B_M を代入して法肩における所要重量を算定することにより、マウンド全域で安全側の重量を求める。

また、鴻上・成田 (1972) は堤体設置水深を h 、設計波の波長を L として、 B_M/L および h'/h をパラメータとする N_s の推定図面を作成し、それをもとに所要重量を算定する方法を提案している。

本研究ではこれらの手法を参考に所要重量を算定し、被災する危険性のある2種類の方塊ブロックを対象として水理模型実験を行った。

3. 実験方法

実験では長さ 60 m、幅 1 m の水路に 1:100 勾配の水路床を設け、水深 40 cm 地点に設置した堤体に規則波 (表-1) を作用させた。消波ケーソン堤は横スリット式とし、遊水室が1室の場合 (一重スリット) と2室の場合 (二重スリット)、および各々に対して天端高さが 9 cm の場合 (通常天端) と 3 cm の場合 (低天端) の4断面を対象とした。また、マウンド厚は 8 cm で一定とした。混成堤模型の断面形状を図-1に示す。被覆材としては平

* 正会員 工博 東洋建設(株) 鳴尾研究所 水工研究室
** 正会員 東京電力(株) 電力技術研究所 土木グループ
*** 正会員 工修 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻

表-1 波浪条件

周期 (s)	1.27	1.70	2.26
波高 (cm)	21.5	23.8	29.5

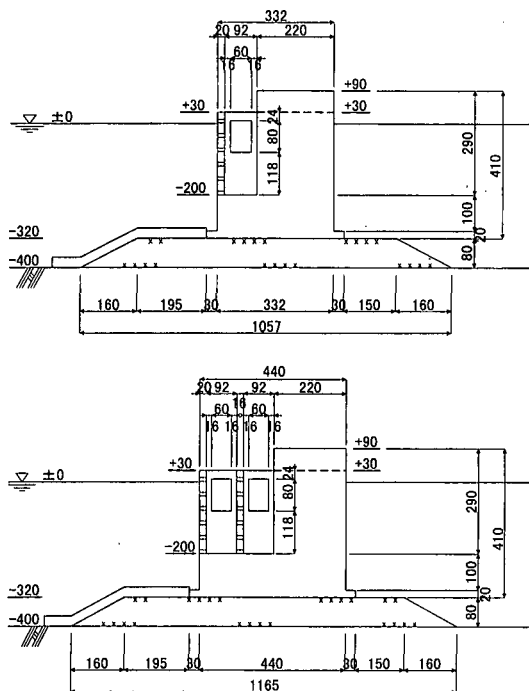


図-1 混成堤模型断面 (単位: mm)

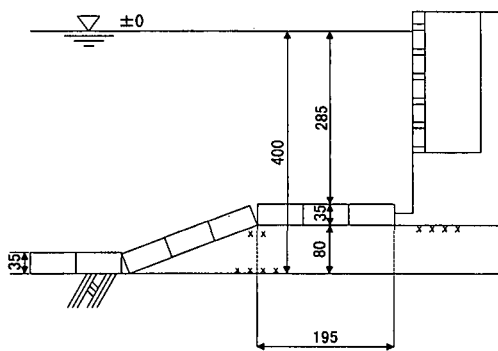


図-2 方塊ブロック設置模式図 (単位: mm)

面形状が正方形で、その辺長が55mmおよび75mmのモルタル製方塊ブロック2種類を用いた。これらの厚さは共に35mm、重量は小型ブロックが227gf、大型ブロックが432gfである。図-2は方塊ブロック設置時の断面模式図である。この図は大型ブロックの場合について示しており、波向きと直角方向の一行に6個のブロックをマウンド天端面に3列、法面に3列、水路床上に2

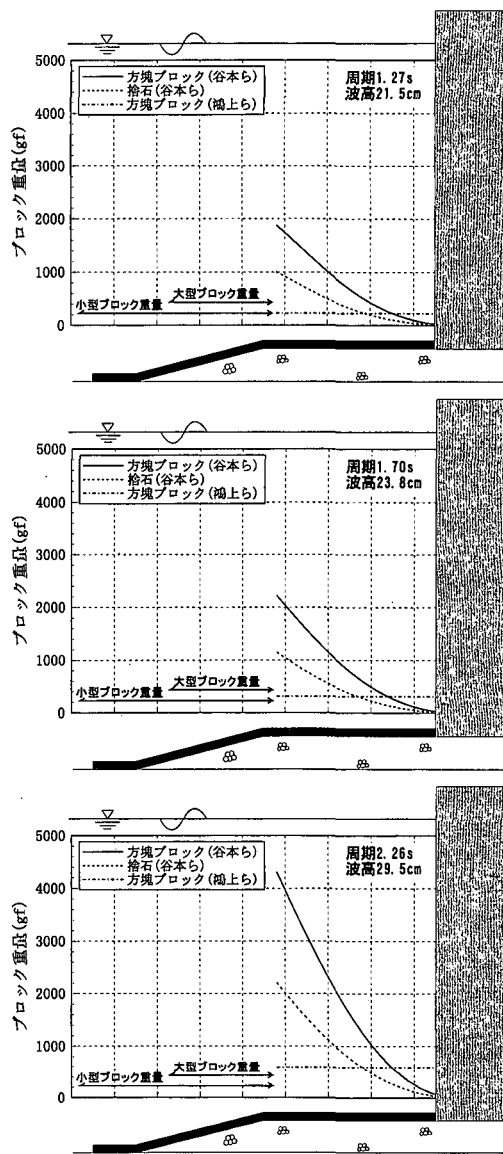


図-3 被覆材所要重量比較

列配置した。小型ブロックの場合には、13個を1列としてマウンド天端面に4列、法面に3列、水路床上に2列配置した。

また、方塊ブロックの上下面に作用する波圧を測定するため、アクリルで製作した同じ大きさのブロックを岸沖方向に一行のみ堤体に対して固定し、その上下両面に波圧計を設置した。ブロックの固定に際しては、隣接するブロック間を通る鉛直方向の流れを阻害することがないように、波向きと直角方向を軸とする回転のみ可能となるようにした。方塊ブロックに作用する流れは、電磁流速計を堤脚部および法肩部に設置することにより水平方向と鉛直方向の流速を測定した。

表-2 被災状況の定義

動揺小	波の周期に合わせてその場で微動する
動揺大	殆ど抜け出しそうになるが、元に戻る
移動	元の位置から完全に抜け出る

図-3 は各波浪条件をもとに、谷本ら (1982) および 鴻上・成田 (1972) の方法で求めたマウンド天端面の方塊ブロック所要重量と本実験で用いた方塊ブロック重量とを比較したものである。また図には、谷本ら (1982) の方法で求めた捨石の所要重量曲線も示した。谷本ら (1982) の方法は、所要重量が堤脚部からの距離の関数として求まるために、堤脚部から法肩にかけて所要重量が単調に増加する。一方、鴻上・成田 (1972) では、天端面上での所要重量が一樣に求まる。今回実験に用いた 2 種類の方塊ブロックは、どの波浪条件に対しても堤脚部では谷本ら (1982) の所要重量に比べ安全側の重量を持つが、法肩部では危険側となっている。一方、所要重量がマウンド上で一樣となる鴻上・成田 (1972) の方法と比較すると、小型ブロックは周期 1.27 s の波浪に対してのみ安全側となっているが、大型ブロックは周期 2.26 s の波に対してのみ危険側にあることがわかる。

4. 実験結果と考察

4.1 被災率分布

実験では堤体に規則波が 5 波作用する間の方塊ブロックの状況を、実験中の目視およびデジタルビデオによる撮影結果を 1/30 s のコマ送り再生することで確認し、さらに造波終了後のブロックの状況を参考にして表-2 の通り被災状況を 3 種類に分類した。このうち移動と動揺大を合わせて被災と定義し、各ブロックの被災率を実験で用いた方塊ブロックの大きさに示したのが図-4 である。ここで被災率とは、波向きに直角方向に並べられた方塊ブロック 1 列中に存在する被災ブロックの個数の割合とし、各列ごとの被災率をプロットした。図の横軸は堤体からの距離、縦軸は被災率である。白抜き記号で示した結果は、鴻上・成田 (1972) の算定法を用いた所要重量に比べて危険側の重量で行った実験に相当し、塗りつぶした点は安全側の実験に相当する。対象とした消波ケーソン堤断面形状の相違は記号形状で区別した。これらの図より、通常の混成堤を対象とした場合には、マウンド法肩部で被災が生じ易いものに対して、消波ケーソン堤の場合には、堤体断面形状の違いに関わらず、堤脚部の根固めブロック設置位置が被災し易いことがわかる。鴻上・成田 (1972) の算定法を用いた場合には所要重量を満たす方塊ブロックにも堤脚部における被災が確認され、小型ブロックでは特に顕著であった。また、法肩部での被災は二重スリット堤の場合にのみ生じてい

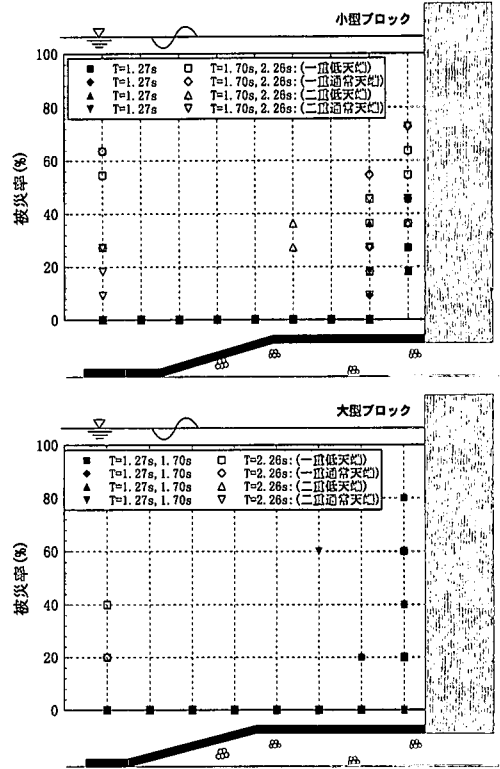


図-4 被災率

る。この堤体断面形状に対しては著者らが先に堤体に作用する波力を測定した際に、遊水室戕上げ部における波高増大に伴い、衝撃的な波力が作用する危険性があることを指摘しており (小竹ら, 1997), その影響が被災ブロックにも及んでいるものと考えられる。なお、沖側端のブロックで被災率が大きくなっているのは、ブロック底面と水路床 (合板製) 間で十分な摩擦が得られなかったためと考えられる。

実験に用いた方塊ブロックの重量で比較すると、どちらも堤脚部で被災し易い傾向にあり、堤脚部での被災率はほぼ同じ範囲に分布しているが、被災を生じる波浪条件は小型ブロックの方が多かった。

4.2 方塊ブロック揚圧力分布

方塊ブロックに作用する波圧は、波浪の周期に合わせて変動する。そこで、方塊ブロックの上下面に作用する波圧変動から、ブロックに作用する時系列の揚圧力を求め、一波ごとの最大値を平均してブロックに作用する最大揚圧力を求めた。図-5 は最大揚圧力の空間的な分布を示したものである。図の横軸には堤脚部からの距離をマウンド肩幅で無次元化した値を用いた。なおマウンド肩幅は、実験に用いた全ての波浪に対して 1/4 波長より短い。また縦軸は、最大揚圧力を、実験で用いた方塊ブロックの水中重量で無次元化した。図中に示した曲線は、

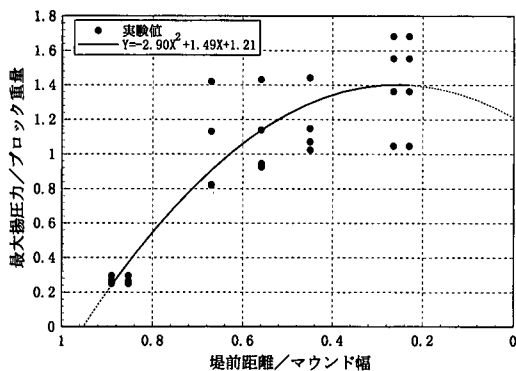


図-5 最大揚圧力分布

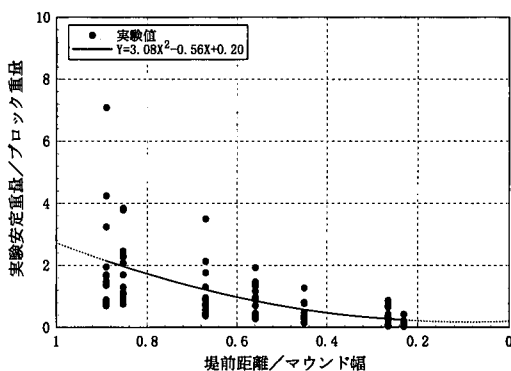


図-6 安定重量実験値分布

プロットされた実験結果を最小二乗法により2次曲線で近似したものであり、無次元化された最大揚圧力がマウンド法肩付近で小さく、堤脚部に向けて大きくなる傾向を示している。従って、無次元最大揚圧力が1以上の領域では、静的には方塊ブロックが浮き上がる条件となるが、被災率の結果を見ると実際には被災しないブロックも多いことがわかる。

4.3 安定重量の実験値分布

一般に波高 H の入射波によって水深 h の位置で生じる水粒子の最大速度 U は無次元流速 κ を用いることにより次式で表すことができる (高橋ら, 1990)。

$$U = \sqrt{\frac{gH^2\kappa}{h}} \quad \text{.....(4)}$$

ここで、 g は重力加速度である。堤脚部及びマウンド法肩の流速を測定した結果、堤脚部での流速の絶対値は小さく、法肩で大きくなることがわかった。そこで、法肩での水平方向の流速変動から流速振幅を求め、この流速振幅を式 (4) の U に代入することで、マウンド天端水深、入射波高から実験結果をもとにした κ を求めることができる。さらにこの κ を式 (2) に代入して N_s を求め、式 (1) を用いれば被覆材の所要重量を実験的に求めることができる。このようにして求めた値をここでは安定重量実験値と呼ぶことにする。

図-6 は安定重量実験値の空間的な分布を示したものである。横軸は最大揚圧力と同様に堤脚部からの距離をマウンド肩幅で無次元化してある。一方、縦軸は安定重量実験値を実験に用いた方塊ブロックの空中重量で割り、無次元化した。安定重量実験値の算出に際しては、式 (2) を用いて N_s を求める必要がある。ここでは、被覆材の被災状況が通常の混成マウンドの場合と異なり、法肩より堤脚部でより多くの被災が生じることを考慮し、方塊ブロックの場合に比べて小さな所要重量が求まる捨石の場合の係数を使用した。なお、図中には実験結果を2次曲線で近似した結果も示した。安定重量実験値

が堤脚部で小さく、法肩付近にかけて増大していく傾向を示している。

この図から、実験に用いた方塊ブロック重量はマウンド中央から法肩にかけて安定重量実験値を大幅に下回っており、危険側での実験となっていたことがわかる。一方、被災率の図からこの領域では被災しないブロックも多いことがわかり、マウンド法肩での流速を用いた安定重量実験値だけでは被災率の傾向を示すことが難しいことが分かった。

4.4 被災率と圧力・流速

先に示した通り、消波ケーソン堤マウンド被覆材としての方塊ブロックの被災は、通常の混成堤の場合と異なり、法肩付近に比べて堤脚部でより多く発生することがわかった。また、方塊ブロック上下面に作用する波圧から求める最大揚圧力の空間的な分布は、堤脚部付近で大きく、法肩に向かって小さくなり、揚圧力がブロック重量を上回る箇所でも被災の生じない場合があることがわかった。さらに、マウンド法肩部で測定した流速をもとに安定重量実験値を算出した結果、その空間的な分布は堤脚部で小さく、法肩にかけて大きくなるが、実験に使用した方塊ブロックの重量が大幅に安定重量実験値を下回る箇所でも、それほどの被災が生じていないことがわかった。

図-7 はこれまでに示した全実験条件における被災率の空間的な分布を示したものである。横軸は最大揚圧力や安定重量実験値の場合と同様に堤脚部からの距離をマウンド肩幅で無次元化して表示した。縦軸は被災率を示す。図中の曲線はすべての実験データに対して最小二乗法により近似した2次曲線である。法肩部付近での被災率がやや過小評価となっているが、全体的には被災率が堤脚部で大きく、マウンド中間部付近では一旦減少し、法肩にかけてやや上昇する傾向を示している。

ここで、被災率と最大揚圧力および安定重量実験値の近似曲線の間に次式の関係があることがわかった。式中

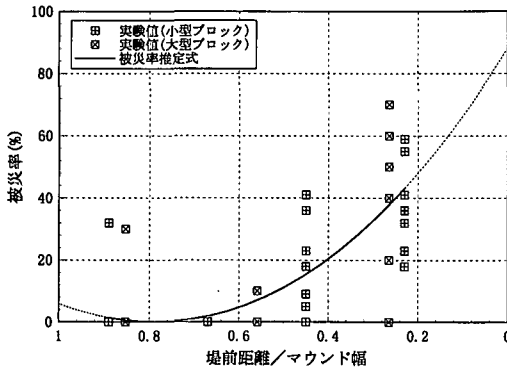


図-7 被災率の傾向

の〈最大揚圧力〉とは方塊ブロックに作用する揚圧力の最大値をブロックの水中重量で無次元化した、いわゆる浮き出し易さの指標であり、〈安定重量実験値〉とは法肩の実測流速から求めた安定重量をブロックの空中重量で無次元化した、いわゆる移動し易さである。

$$\begin{aligned} \langle \text{被災率} \rangle &= 140 \times (1.08 \times \langle \text{最大揚圧力} \rangle \\ &\quad + \langle \text{安定重量実験値} \rangle - 2.3)^2 \dots (5) \end{aligned}$$

この関係式から、被災率に対する最大揚圧力と安定重量実験値の影響度はほぼ等しいことがわかる。さらに先に示したとおり、〈最大揚圧力〉および〈安定重量実験値〉は各々、揚圧力による方塊ブロックの浮き上がり易さの程度および流れの作用による方塊ブロックの移動し易さの程度を表現している。このことから、今回の実験では、消波ケーソン堤前面のマウンド天端面に設置した方塊ブロックに作用する圧力と流速が被災に与える影響はほぼ等しいことがわかる。従って、消波ケーソン堤前面マウンド天端面に設置した方塊ブロックの安定性を検討する場合には、従来の法肩部における流速の他にブロックに作用する圧力の影響も考慮する必要があることがわかった。

5. おわりに

本研究では、消波ケーソン堤前面での複雑な流速場に着目し、マウンド被覆材としての方塊ブロックの安定性を水理模型実験の結果をもとに考察した。その結果、次のことがわかった。

① 通常の混成堤の場合と異なり、マウンド法肩付近に比べ、堤脚部付近でより多くの被災が発生した。

② マウンド法肩部に着目する被覆材所要重量算定法により設計されたブロックでも、堤脚部で被災を生じる場合があることが確認された。

③ 方塊ブロックの被災傾向に関して、消波ケーソン堤の構造形式の違いによる相違はほとんど見られなかったが、堤体に衝撃波力が生じるような断面形状に対しては、被災率が大きくなる現象が見られた。

④ 方塊ブロックに作用する波圧を測定した結果、堤脚部では非常に大きな揚圧力が作用し、静的には浮き上がる条件を満たすものの、被災は必ずしも発生しなかった。

⑤ マウンド法肩付近で測定した水平流速から求める安定重量実験値より危険側の重量を有するブロックでも被災しないことがあった。

⑥ 今回の実験条件では、方塊ブロックに作用する圧力と流速が被災率に与える影響はほぼ等しく、消波ケーソン混成堤マウンド天端面の被覆材の設計に際しては、流速分布と合わせて、揚圧力分布も考慮する必要があることがわかった。

最後に、今後さらに方塊ブロックの上下面間に生じる差圧の発生機構や消波ケーソン堤堤脚部の流速場を詳細に検討することにより、消波ケーソン堤前面マウンド上における被覆材重量の合理的算定手法を導くことが課題である。

参考文献

- 木村克俊・水野雄三・須藤賢哉・桑原伸司・林 倫史 (1996): 混成堤堤頭部のマウンド被災特性と被覆材の安定重量算定法, 海岸工学論文集, 第43巻 (2), pp. 806-810.
- 鴻上雄三・成田友弥 (1972): 消波ブロックを被覆層とした混成マウンドの安定について, 北海道開発局土木試験所月報, 第232号, pp. 1-13.
- 小竹康夫・興野俊也・貝沼憲男・藤原隆一・石崎崇志 (1997): 一重・二重スリットケーソン堤の波力特性の相違について, 海岸工学論文集, 第44巻 (2), pp. 846-850.
- 高橋重雄・木村克俊・谷本勝利 (1990): 斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第29巻, 第2号, pp. 3-36.
- 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実 (1982): 不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第3号, pp. 3-42.
- Brebner A. and D. Donnelly (1962): Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters, Proc. 8th Conf. Coastal Eng., New Mexico City, pp. 408-429.