防波堤港内側マウンド被覆材の津波に対する安定性に関する実験

丸山 草平¹・松本 朗²・半沢 稔³

¹株式会社不動テトラ 総合技術研究所 (〒300-0006 茨城県土浦市東中貫町2-7)
E-mail:sohei.maruyama@fudotetra.co.jp

²正会員 株式会社不動テトラ 総合技術研究所 (〒300-0006 茨城県土浦市東中貫町2-7)
E-mail:akira.matsumoto@fudotetra.co.jp

³正会員 株式会社不動テトラ 総合技術研究所 (〒300-0006 茨城県土浦市東中貫町2-7)
E-mail:minoru.hanzawa@fudotetra.co.jp

津波が越流することで防波堤の港内側マウンドが洗掘される結果起こるケーソンの滑動・転倒に対して、防波堤港内側のマウンド嵩上げを想定し、嵩上げマウンドの被覆材の安定性に関する基礎的知見を得ることを目的として水理模型実験を行ない、以下の結果を得た。

被覆材の被災は越流した水塊の打ち込む位置の影響が大きい。被覆石では安定性を維持することは難しい。被覆ブロックにおいては揚圧力を軽減できる孔を有する形状が高い安定性を持つ。また消波ブロックについては、法先の列を固定することで安定化する。

Key Words : tsunami, stability of armor units, hydraulic model experiment

1. 序論

近年の日本近海地震による津波の発生リスクの高まりや、2011年3月11に発生した東北地方太平洋沖地震津波を契機に、津波災害軽減に向けた研究が精力的に進められている。

東北地方太平洋沖地震津波による防波堤の被災パターンは、東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会¹⁾によれば、①越流洗掘型、②津波波力型、③堤頭部洗掘型、④引波水位差型の4通りが挙げられる。ここではこれら4つの被災パターンのうち①の越流洗掘型の被災に関する検討を行なった。越流洗掘型のケーソンの滑動・転倒の対策の一つとしては、基礎捨石の飛散や洗掘の防止に効果がある被覆材を用いることや港内側マウンドを嵩上げすることが考えられる。

防波堤に作用する津波波力に関しては池野ら²⁾、離岸堤消波ブロックの津波に対する安定性に関しては半沢ら³⁾等の研究において取り上げられている。しかしながら、港内側マウンド被覆材の津波に対する安定性に関する研究は端緒についたばかりである。そこで本研究では、港内側マウンドの嵩上げを想定して、津波の越流に対する港内側マウンド被覆材の安定性に関する基礎的知見を得

る目的として水理模型実験を行なった。

2. 実験方法

(1) 実験水槽

実験には(株)不動テトラ総合技術研究所所有の長さ40 m、幅1.0 m、深さ1.2 mの二次元造波水槽を用いた。図-1に水槽内の配置を示す。津波は長さ18 mの水平床を伝播した後、勾配1/30の斜面に入射する。防波堤は勾配1/30の斜面に設置した。波高計は水平床に1箇所、1/30勾配開始地点に1箇所、防波堤の前後に4箇所設置し水位波形を計測した。実験縮尺は1/50とした。

(2) 実験対象断面

本研究では港内側マウンドを嵩上げたケースを中心に検討し、比較のため嵩上げしないケースも実施した。図-2に実験対象断面の模式図を示す。当初、ケーソンは図中破線で示した高さとしたが、使用した実験水槽の造波可能な最大津波で被害が生じなかった。そこで、越流量を増やす目的で天端高を下げて実線で示した形状とした。断面の寸法は防波堤構造集覧⁴⁾を参考に決定した。現地量で水深 $h=13$ m、ケーソン高 $C=14$ m、静水面上の天

図-1 水槽内配置図 (模型量)

図-2 実験断面図

図-3 造波板の駆動波形

図-4 防波堤直前面位置の水位の時系列 (防波堤設置前)

端高 $h_c=2.5$ m (当初 5.35 m) 幅 $B_c=15.9$ m, 嵩上げマウンドの法勾配は基礎マウンドの法勾配と同じ $1:2$ とした。港内側嵩上げマウンドの寸法は廣木ら⁵⁾に基づき設定した。すなわち高さ H_M と幅 B_M はそれぞれケーソン高(天端高を下げていないときの高さ C)の $1/3$ である 4.67 mを標準とし, 幅は実験に使用した被覆材の配列方法, 積み方に応じた寸法に調整した。表-1に検討した被覆材と, 各被覆材使用時の嵩上げマウンドの寸法を示す。今回検討した被覆材は, 被覆石, 2種類の被覆ブロック, 消波

表-1 検討した被覆材と嵩上げマウンド寸法

被覆材		嵩上げ マウンド幅 B_M (m)	嵩上げ マウンド高 H_M (m)
被覆石 1t		6.40	4.65
被覆ブロックA 30t型 (実質量30.522t)		7.90	4.65
被覆ブロックA 16t型 (実質量16.228t)		6.40	4.65
被覆ブロックB 16t型 (実質量16.102t)		7.40	4.65
被覆ブロックB 8t型 (実質量8.078t)		5.88	4.65
被覆ブロックB 4t型 (実質量4.073t)		4.68	4.65
消波ブロック 32t型 (実質量28.75t)		8.30	4.80
消波ブロック 16t型 (実質量14.49t)		8.30	4.80

ブロックであり, 被覆ブロックと消波ブロックについては質量を数種類に変化させた。また, 被覆石と消波ブロックは2層厚で嵩上げマウンドを被覆した。

(3) 津波

津波はピストン型造波板を正弦波の半周期分押し出して造波した。図-3に造波板の駆動波形を示す。造波板の押し出し時間は模型量で 5 sとし, 造波板のストロークを変化させ, 波高の異なる4種類の津波A~Dを波高の小さ

い順に作用させた。図-4に防波堤設置前にWG4（ケーソン壁前面位置）で計測した水位の時系列を示す。段波の先端がソリトン分裂しかけている形状である。最も大きな波高である津波Dの最大水位は現地量（以下、数値は全て現地量で示す）で約6m、継続時間は約70sであった。

3. 実験結果

(1) 被災度の算定式

被覆ブロックの被災度は式(1)、消波ブロックの被災度は式(2)で算出し、法先と法先以外に分けて取りまとめた。水槽壁側のブロックはダミーとして、被覆ブロックは基本長の2倍（幅調整用ブロックを使用したケースではその幅も加えた量）、消波ブロックは代表径の2倍を水槽幅から引いて算出した。

$$N_0 = \frac{n}{(B-2L)/D_n} \quad (1)$$

$$N_0 = \frac{n}{(B-2D_n)/D_n} \quad (2)$$

ここで、 N_0 ：被災度、 n ：ブロック被災個数、 B ：水槽幅、 $D_n=V^{1/3}$ ：ブロック代表径、 V ：ブロック体積、 L ：被覆ブロックの基本長である。

(2) 津波の越流状況

防波堤を越流した津波は、写真-1に示すように嵩上げし

写真-1 津波の越流状況（津波D）

表-2 津波高と越流水深

津波	津波高 (堤体設置前) $\eta_{\max}$ (m)	越流水深 $\eta_{\max}-h_c$ (m)
A	2.63	2.12
B	4.24	4.47
C	4.91	5.52
D	6.23	7.05

たマウンドの法肩付近から流入し、法面に沿って海底まで流れ込んだ。流れの先端は海底に強く作用し、越流が継続している間、法先から肩部にかけて強い流れが徐々に移行しながら作用する様子が観察された。津波Dの場合、最大越流水深は約7m、継続時間は約50sであった。表-2にWG4で計測した堤体設置前の津波高 $\eta_{\max}$ と、堤体設置後の越流水深 $(\eta_{\max}-h_c)$ を示す。

(3) 被覆石の安定性

被災の程度は砂面計を用いた地形計測により確認した。津波作用前および各津波作用後のマウンド形状を、3つの測線で計測し、その平均値を用いた。図-5に結果を示す。被覆石の最初の移動は津波B作用時に観察された。越流水の作用により法面の被覆石が巻き上げられ、法先に溜まる形態でマウンド形状変化が進行し、津波D作用後にはマウンド全体が著しく変形した。1t相当の被覆石では嵩上げマウンドの安定性を確保できないことが示された。

(4) 被覆ブロックAの安定性

被覆ブロックAの検討ではa)嵩上げして天端列数を一般的な2列で設置したケース、b)嵩上げして天端列数を4列で設置したケース、c)嵩上げせず天端2列で設置したケース、の3通りのケースを検討した。

a) 嵩上げあり 天端2列

このケースでは、30型と16型の2種類で実験を行なった。図-6に津波A～D作用時におけるケーソン前面の越流水深と被災度の関係を示す。また、写真-2に津波D作用後の被災状況を示す。両者とも津波C作用時までは際立った被災は見られなかったが、津波D作用後は、法面で大きく被災した。前述した法先から肩部にかけて徐々に移行しながら作用した強い流れにより、法面に設置したブロックがめくれ上がるように被災の様子が観察された。

図-5 被覆石使用時の嵩上げマウンドの地形変化

図-6 被覆ブロックAの越流水深と被災度の関係
(嵩上げ時, 天端2列)

図-7 被覆ブロックBの越流水深と被災度の関係

写真-2 被覆ブロックAの被災状況 (嵩上げ時)

写真-3 被覆ブロック A 天端4列の被災状況
写真-4 被覆ブロック A 嵩上げなしの被災状況

また, 16t型では法面のブロックの他に, 法先のブロックが, 越流直後に海底に強く作用した流れにより, 岸側に滑る形で移動する被災が観察された. このことから法先のブロックの安定性は重量の効果が大きいことが示唆される.

b) 嵩上げあり 天端4列

このケースでは16t型で被災した法面および法先を波が作用する位置から遠ざける目的で, 天端列数を前述の実験ケースの2倍の4列にした実験を行なった. 法先は被災しなかったものの, 法面では被災し, また天端の列が増えた箇所でも被災した. 写真-3に天端4列の被災状況を示す. 被災位置が写真-2の天端2列時と同じであることがわかる. 天端が延びた分, 法先の被災は無くなっている. このことから, 被覆材の被災には越流した水塊が打ち込む位置の影響が大きいことがわかる.

写真-5 被覆ブロックBの被災状況

c) 嵩上げなし 天端2列

このケースでは16t型を用いて港内側マウンドを嵩上げせず, 基礎マウンド上に直接ブロックを設置して実験を行なった. 写真-4に被災状況を示す. マウンド天端上水深が嵩上げたケースよりも大きいため, 被覆材に対する波の作用は弱まり全体的に被害の程度は嵩上げ時に比べて小さかった.

(5) 被覆ブロックBの安定性

被覆ブロックAが法面でめくれ上がる形態での被災をしたことから, 揚圧力を軽減できる形状のブロックが高い安定性を発揮すると考え, 被覆ブロックBの16t型, 8t型, 4t型の3種類で実験を行なった. 被覆ブロックBは防波堤のマウンド被覆や人工リーフでの使用を想定して開発されたものであり, 5つの孔により揚圧力を効果的に軽減できる形状となっていることが特長である⁹⁾.

図-7に被覆ブロックBの津波A~D作用時におけるケースン前面の越流水深と被災度の関係, 写真-5に津波D作用後の状況を示す. 全トン型とも津波D作用後も天端と

法面での被災は見られなかった。法先のブロックは、全トン型とも津波Dで被覆ブロックAと同様の形態で被災し、被災の程度はトン型が上がるにつれて小さくなった。このことから、法先のブロックの安定性は重量の効果が大きいのことがわかる。また、被覆ブロックBのような形状が津波の越流により生じる流れに対しても有効であることが示された。

(6) 消波ブロックの安定性

消波ブロックは32t型と16t型の2種類で実験を行なった。図-8に津波A～D作用時におけるケーソン前面の越流水深と被災度の関係、写真-6に津波D作用後の被災状況を

図-8 消波ブロックの越流水深と被災度の関係

示す。32t型は検討した全ての被覆材の中で唯一、津波D作用後も天端、法面、法先ともに安定であった。16t型は天端と法面は安定であったが、法先は大きく被災した。

次に、法先が大きく被災した16t型に関して、以下の3通りの対策工を検討した。

- ① 法先の消波ブロックの移動を防ぐ目的で、法先で安定だった被覆ブロックAの30t型を使用した対策として、法先に被覆ブロックAの30t型を2列設置する。
- ② ①と同様に法先の消波ブロックの移動を防ぐ目的で、法先に小段を設置する。
- ③ 被覆ブロックの実験で水塊が打ち込む位置が重要であることが示されたため、法先の列のブロックをわずかにケーソン側に移動させる。

写真-7に消波ブロック16t型への対策後の津波D作用後の被災状況を示す。①および③の対策で法先は安定化した。②の対策では、小段の部分は大きく被災したものの、通常の法先は安定であった。

写真-6 消波ブロックの被災状況

写真-7 消波ブロック 法先の対策後の被災状況

図-9 無被害時における越流水深とブロック代表径の比 (天端と法面)
(矢印は、被害が生じなかったため限界値が求められていないことを示す)

(7) 被覆・消波ブロックの被災度の比較

図-9に天端と法面の被覆および消波ブロックの無被害時における越流水深とブロック代表径の比を示す。図示した値は今回の実験の範囲で最大値である。被覆ブロックAは被害が生じたため、図示した値は無被害時の最大値である。その他のブロックは今回の実験範囲内では天端と法面は被災していないため、最大値は更に大きくなる。図-9からも被覆ブロックBが高い安定性を持っていることがわかる。

5. 結論

本研究では、防波堤港内側マウンドの嵩上げを想定して、津波の越流に対する嵩上げた港内側マウンド被覆材の安定性に関する基礎的知見を得ることを目的として水理模型実験を行なった。得られた結果は以下のとおりである。

- ① 被覆石では安定性を確保できない。
- ② コンクリートブロックの安定性は越流した水塊が打込む位置の影響が大きい。
- ③ 揚圧力を効果的に軽減できる被覆ブロックの安定性が高い。
- ④ 消波ブロックは法先を固定することで安定化する。

本研究では津波の継続時間は約70sであり、比較的短い条件である。今後は、継続時間を長くした実験を行なう予定である。

参考文献

- 1) 東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会：東北港湾における津波震災対策について，2011.
- 2) 池野正明，松山昌史，榊山勉，柳沢賢：ソリトン分裂と砕波を伴う津波の防波堤に作用する波力評価に関する実験的研究，海岸工学論文集，第52巻，pp.751-755，2005.
- 3) 半沢稔，松本朗，田中仁，山本方人：離岸堤消波ブロックの津波に対する安定性に関する実験的研究，海岸工学論文集，第58巻，pp.796-800，2011.
- 4) 片岡真二，斉田和成：防波堤構造集覧，港湾技術資料No.556，1986.
- 5) 廣木智秀，中川洋一，山下裕之，河野真典，柏原裕彦，中村秀一，小林邦夫，国栖広志：補強体を有する防波堤の安定性に関する実験的研究，海岸工学論文集，第58巻，pp.801-805，2011.
- 6) 浜口正志，久保田真一，松本朗，半沢稔，山本方人：大きな開口部を有する新しい被覆ブロックの開発と人工リーフへの適用，海岸工学論文集，第54巻，pp.961-965，2007.

EXPERIMENTAL STUDY ON STABILITY OF ARMOR UNITS FOR HARBOR-SIDE RUBBLE MOUND OF COMPOSITE BREAKWATER AGAINST TSUNAMI

Sohei MARUYAMA, Akira MATSUMOTO and Minoru HANZAWA

A series of hydraulic model experiments was systematically and carefully carried out to estimate the stability of various types of armor units for harbor-side rubble mound of composite breakwater against tsunami flow overtopping the crest of the caisson.

As a result, the following points were clarified: Damage to armor units is strongly dependent on the position of the flow. Armor stones of weight 1 ton are easily removed by the tsunami flow. Flat type concrete blocks with well-arranged holes showed high stability. Fixed armor units placed on the toe of the slope enhanced the total stability of the armor layer.