

急斜面に続くリーフ上の消波護岸の高波被害事例の分析

佐藤 涼祐¹・木村 克俊²・横道 立樹³・名越 隆雄⁴

¹ 学生員 室蘭工業大学大学院 (〒050-0071 室蘭市水元町 27-1)

E-mail : 14021045@mmm.muroran-it.ac.jp

² フェロー会員 室蘭工業大学大学院工学研究科 教授 (〒050-0071 室蘭市水元町 27-1)

E-mail : kimura@mmm.muroran-it.ac.jp

³ 正会員 戸田建設(株) 札幌支店 (〒060-8535 札幌市中央区北 3 条東 2 丁目 2 番地)

E-mail : tatsuki.yokomichi@toda.co.jp

⁴ 正会員 (一財) 北海道道路管理技術センター (〒060-0807 札幌市北区北 7 条西 2 丁目)

E-mail : nakoshi.takao@rmec.or.jp

急斜面に続くリーフ地形上に位置する M 島の K 漁港において 2009 年に発生した高波被害事例について分析するとともに、その状況を縮尺 1/50 の不規則波を用いた 2 次元水理模型実験により再現した。その結果、護岸背後のエプロン部に陥没被害が生じた際の越波流量は $1.0 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{m/s}$ となった。消波ブロックについては、巻き波砕波の作用による移動のメカニズムを明らかにするとともに、波数と被災度の関係を示した。勾配 1/7 の条件に対して波数 3000 波で被災度 1.0 を基準として有義波高と安定限界質量の関係を求め、リーフ幅に対応したハドソン式の補正係数を提案した。さらに、改良工法として天端の嵩上による越波低減効果を明らかにするとともに、現状の 20t 型消波ブロックに代わって 80t 型消波ブロックを用いる必要があることを示した。

Key Words : block mound seawall, wave overtopping, block damage, Hudson's formula

1. はじめに

我が国の周辺には良好な漁場が形成されている海域が多く、そこで操業する漁船の避難や休憩を目的として、離島において一時係留のための漁港整備が進められてきた。こうした離島の多くは火山噴火や隆起によって形成されたものであり、勾配 1/2~1/10 程度の急峻な地形が見られる。そのため漁港施設の建設においては、汀線近くの比較的平坦なリーフを利用するが多い。

リーフ地形における波浪変形や越波現象は、これまでに多くの研究が行われてきた(川崎ら¹⁾、平山ら²⁾。一方、リーフ上において消波ブロックの被災が発生しやすいことは高橋ら³⁾によって指摘されているが、消波ブロックの変形メカニズムや必要質量に関する検討は行われていない。

写真-1 に示す M 島の K 漁港はリーフ地形上に建設された避難港であり、周辺海域で操業する漁船の避泊に利用されてきた。本研究では同港の北西側の消波護岸で発生した高波被害に着目し、これを水理模型実験により再現し、消波ブロックの安定性と越波特性について検討するとともに、その改良工法を提案することを目的とした。

2. 現地における被害の状況

高波被害が発生した消波護岸の代表的な断面形状を図-1 に示す。消波護岸には 20t 型消波ブロックが設置されており、その法先に幅 25 m のリーフ地形が伸びている。そこから海底勾配が 1/7 の急斜面が続いている。この消波護岸は 2009 年 12 月 30 日から 2010 年 1 月 2 日にかけて発生した高波により、写真-2 に示すように、ほぼすべての消波ブロックが消失した。さらに、堤体背後のエプロン部では写真-3 に示すように越波により陥没が



写真-1 M 島の K 漁港

生じた。これは消波ブロックが消失したために越波流量が増大したことが理由と考えられる。

近隣の港湾における波浪観測データを用いて波浪推算結果を補完し、図-2に示す被災発生時の周期および波高の時間変化を得た。高波浪は約3日間継続し、ピーク時には $H_{1/3}=6.0\text{ m}$ 、 $T_{1/3}=12.0\text{ s}$ となった。図-3には波浪ピーク時における波高と波向きの分布を示している。波高6 mを越えるエリアが島の北西に広がり、波向きはNWが卓越し、被災した護岸にほぼ直角に波が作用していた。

3. 実験方法

2次元造波水路(長さ24.0 m, 幅0.6 m, 深さ1.0 m)内に、図-4に示すように、勾配1/7の急峻な地形と一般

的な1/30勾配の地形の2種類を製作した。実験縮尺は1/50とし、リーフ上には図-5に示す消波護岸のモデルを設置した。波浪条件は、周期 $T=1.70\text{ s}$ (現地換算12.0 s)で一定とし、換算沖波波高 H_0' は2~20 cm(現地換算1~10 m)を変化させた。すべての実験は、150波1波群の不規則波を用いて実施した。以下、実験条件および実験結果はすべて現地量で示す。

越波実験では、図-5に示した断面形状のほか、消波ブロックを除去した断面形状、堤体を2 mおよび4 m嵩上改良した合計4ケースを検討対象とした。越波水の計測にあたっては堤体上部中央に越波柵を設置し、流入した水の質量から越波流量 q を算出した。

安定実験では、リーフ幅を現地に対応した25 mを含めて、0~50 mまで12.5 mおきに合計5種類に変化させた。消波ブロックは質量の異なる8種類(3.75, 7.50, 15.0,

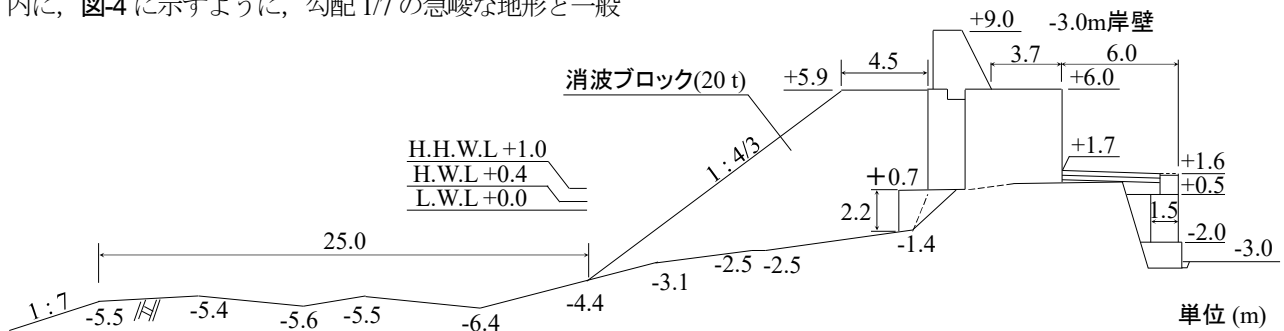


図-1 現地における消波護岸と前面地形



写真-2 消波ブロックの状況



写真-3 護岸背後の被災状況

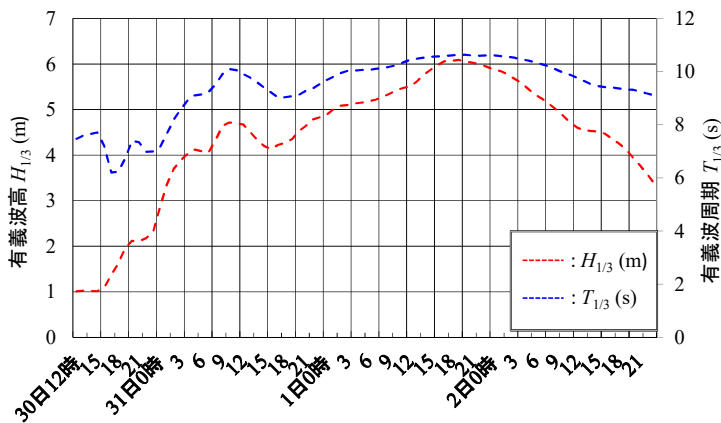


図-2 被災時における波浪の時間変化

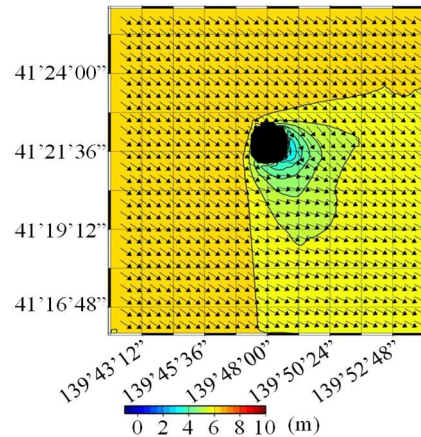


図-3 波浪ピーク時の波高と波向き

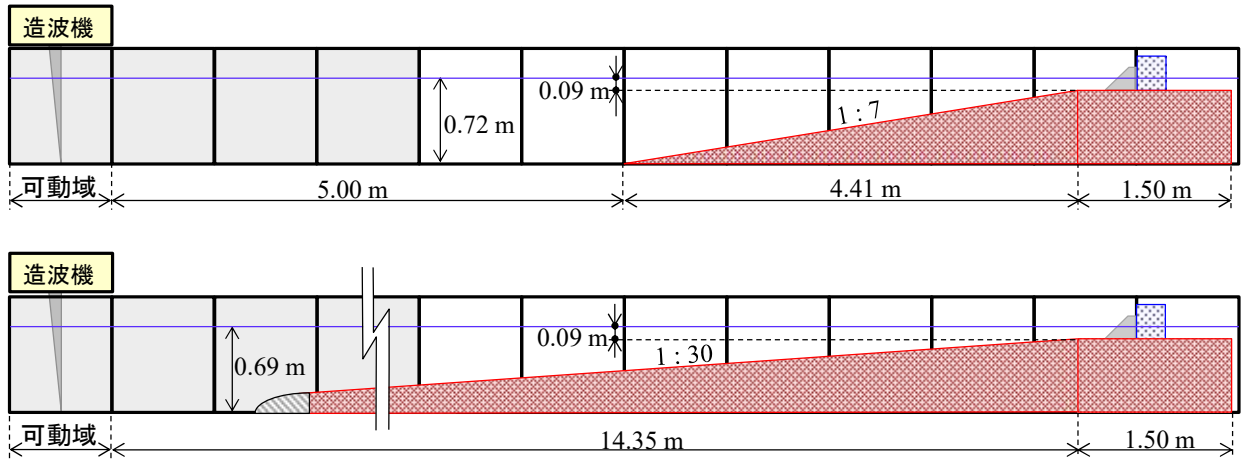


図4 水路内に設置した海底地形 (上段: 1/7 勾配, 下段: 1/30 勾配)

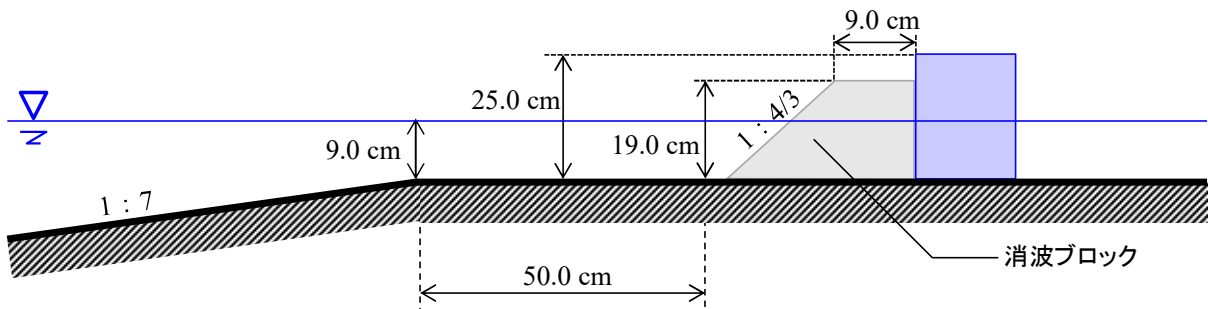


図5 護岸模型の断面形状

22.5, 27.5, 47.5, 62.5および75.0 t) を用いた。ここで、同一波群を34回(合計5100波)作用させ、水路上部に設置したデジタルビデオカメラにより動画を撮影し、これを静止画に変換したのち移動個数を計測した。消波ブロックの被災度 N_0 は造波終了後の移動個数を消波護岸の列数で除して算定した。

水路の側面にデジタルビデオカメラを設置して碎波波形を撮影した。さらに、護岸模型を設置しない状態でリーフ上の5地点において、通過波の有義波高 $H_{1/3}$ と最高波高 H_{max} を計測した。

4. 越波特性

図-6に換算沖波波高 H_0' と越波流量 q の関係を示す。消波ブロックが流出した状態では換算沖波波高 $H_0'=4.0$ mで被災限界となることがわかる。被災時は $H_0'=6.0$ mの波が来襲していたため、護岸背後地において被災限界である $1.0 \times 10^2 \text{ m}^3/\text{m/s}$ を大きく上回る越波流量が生じ、打ち込み波圧によりエプロン部の陥没が起こったものと推測される。

護岸被災前の断面においては、設計波である $H_0'=7.0$ mで被災限界を上回る越波流量が生じている。 $H_0'=6.0$ mまでの波浪条件において、消波ブロックの有無により

越波流量に大きな差があることが明らかとなった。嵩上改良2 mにおいては $H_0'=9.0$ mで被災限界となることがわかる。嵩上改良4 mにおいては $H_0'=10.0$ mまで被災限界を超えることはなかった。

5. 消波ブロックの安定性

(1) 消波ブロックの移動パターン

写真-4に、1/7勾配で $H_0'=6.0$ mの条件に対して、リーフ幅 l を変化させたときの消波護岸への波の作用状況を示す。 $l=0$ および12.5 mの場合には巻き波が消波ブロックに直接作用するケースが多く見られた。 $l=25.0$ および37.5 mの場合は、気泡を多く含んだ波面が消波ブロックに作用した。 $l=50.0$ mでは、消波護岸の前面で碎波が進行し、碎波後の流れが消波ブロックに作用した。

図-7に、1/7勾配でリーフ幅 $l=25$ m, $H_0'=6.0$ mに対する消波ブロック($M=22.5$ t)の移動パターンを示す。巻き波が生じる際に底面付近の水粒子の動きが激しくなるため、法先部の消波ブロックから徐々に沖側へ移動する。その後、上部の消波ブロックが不安定となり、連鎖的に転落する傾向がある。

一般的な海底勾配である1/30においては、崩れ波碎波が生じる。図-8に、リーフ幅 $l=25$ m, $H_0'=6.0$ mに対する

消波ブロック(質量 $M=22.5$ t)の移動パターンを示す. 静水面付近の消波ブロックが不安定となり, 前方に転落する傾向がある.

図-9 に換算沖波波高と各リーフ幅における有義波高の関係を示す. リーフ幅が小さいほど有義波高は大きく, $H_o'=8.0$ mで頭打ちとなることがわかる. 図-10 に換算沖波波高と各リーフ幅における最高波高の関係を示す. 有義波高と同様にリーフ幅が小さいほど最高波高も大きく, $l=0, 12.5$ mと $l=25.0, 37.5, 50.0$ mの差が大きい.

(2) 波数と被災度の関係

一般的な消波ブロック被覆堤に対して, 安定数 N_s は高橋ら⁴⁾によって以下のように定式化されている.

$$N_s = C_H \left[2.32(N_o / N^{0.5})^{0.2} + 1.33 \right] \quad (1)$$

ここで, N_o は被災度, N は波数, C_H は砕波効果係数であり, 一般に波数 $N=1000$ で被災度 $N_o=0.3$ を基準としている. 式(1)を用いて被災度 N_o を以下のように表す.

$$N_o = \left(\frac{N_s}{2.32C_H} - 0.57 \right)^5 N^{0.5} \quad (2)$$

1/30 勾配においては, 図-11 に示すように被災度は緩やかに変化し, 図中の曲線で示した計算値は安全側であることがわかる. これは消波ブロックが静水面付近から継続的に落下することが原因と推測される. しかしながら, 1/7 勾配では図-12 に示すように, 波数が750波までは消波ブロックに動きは見られなかったが, そこから波数 N に対して被災度 N_o が急激に増大している. これは巻き波砕波の作用により消波ブロックが連鎖的に転落す



写真4 各リーフ幅における波の作用状況

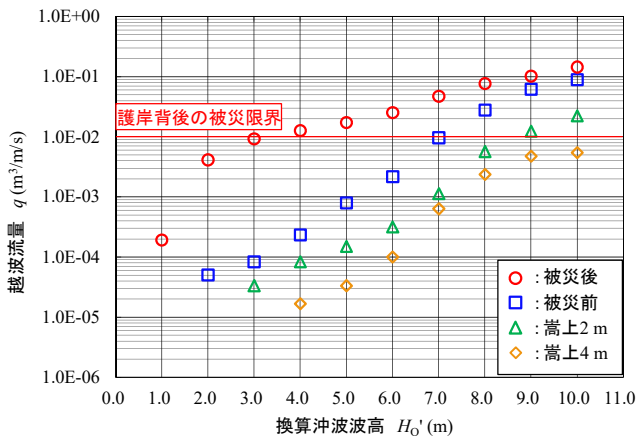


図6 換算沖波波高と越波流量の関係

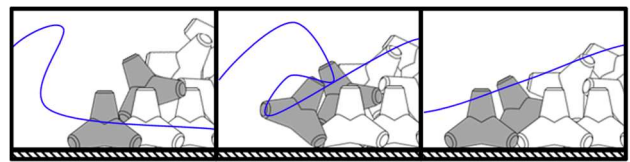


図7 消波ブロックの移動パターン (1/7 勾配)

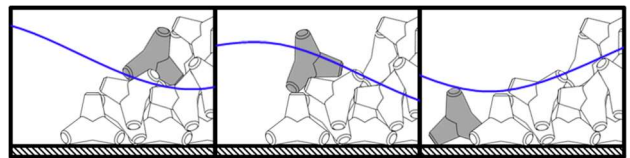


図8 消波ブロックの移動パターン (1/30 勾配)

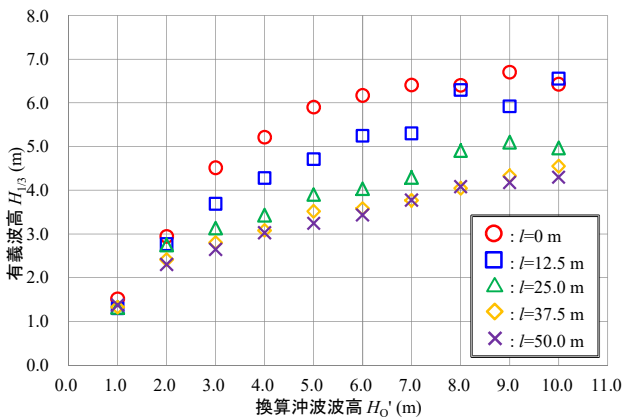


図9 各リーフ幅における有義波高

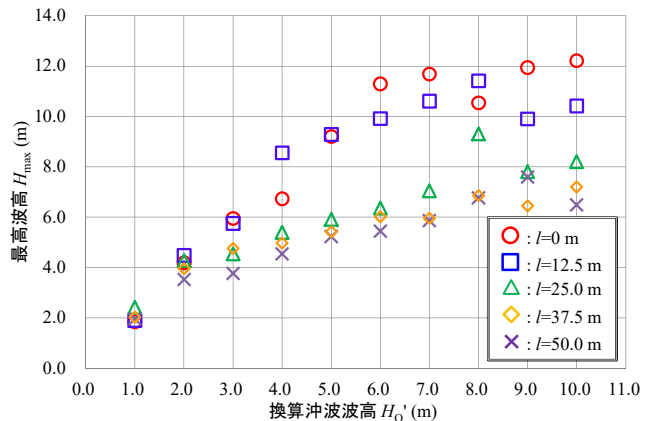


図10 各リーフ幅における最高波高

るためである. このことから 1/7 勾配に対しては, 波数 $N=3000$ で被災度 $N_0=1.0$ を基準とした.

(3) リーフ幅の影響

図-13は, $H_0'=6$ m の条件に対して, リーフ幅 l を水深 h で除した無次元量を横軸にとり, 上段には消波ブロックの安定質量 M および消波護岸法先の有義波高 $H_{1/3}$ を示している. 有義波高 $H_{1/3}$ は l/h に対し一様に減少するのに対し, 消波ブロックの安定質量 M は $l/h=2.8$ 付近から急激に減少する傾向がある.

消波ブロックの必要安定質量は一般にハドソン式によって算出できる. ここでは補正係数 x を含む以下の式を用いてリーフ幅の影響を検討する.

$$M = \frac{\rho_r \cdot x \cdot (H_{1/3})^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (3)$$

ここに, ρ_r は消波ブロックの密度 (2.30 t/m³), S_r は消波ブロックの海水に対する比重である.

図-13の下段には l/h とハドソン式の補正係数 x の関係を示している. ハドソン式の補正係数 x は $l/h=4.2$ でピークとなることが分かった. これは有義波高が減衰した

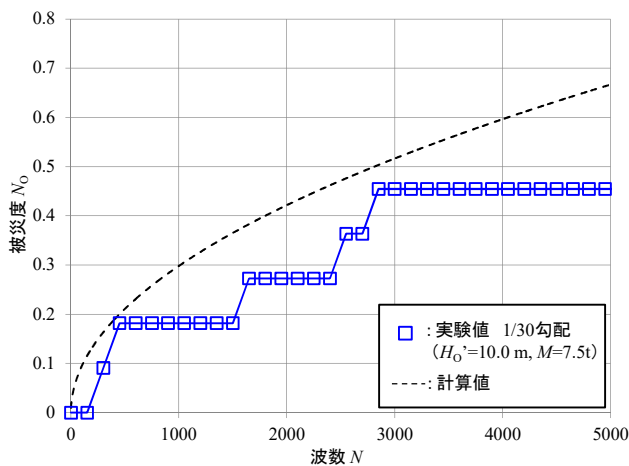


図-11 波数と被災度の関係 (1/30 勾配)

が, 巻き波砕波によって生じる水粒子速度の影響が大きく, 消波ブロックに働く波力が減衰しないためと考えられる.

(4) 消波ブロックの安定質量

図-14に, 各リーフ幅に対する有義波高と消波ブロックの安定質量の関係を示す. リーフ幅 l が 37.5 m までは補正係数 x は 2.7~9.0 に増加したが, $l=50$ m では補正係数 x は 1.9 に減少した. さらにリーフ幅を大きくすることでハドソン式に近づくことと推測される. 現地におけるリーフ幅 $l=25$ m に対しては, 補正係数 $x=7.0$ とすることで適切な安定質量を計算できることが明らかとなった.

6. 改良工法に関する検討

護岸背後において船舶の係留や作業を行うための限界の越波流量は 1.0×10^4 m³/s とされている(合田ら⁵⁾).

図-6に示した被災前の断面形状に対する越波流量に着目すると, $H_0'=4.0$ m で利用が不可能となるため, 原型復旧した場合には, 避難港としての役割を果たせない危

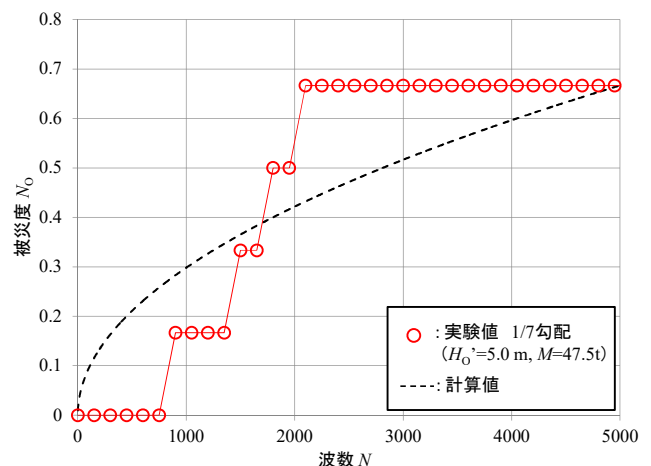


図-12 波数と被災度の関係 (1/7 勾配)

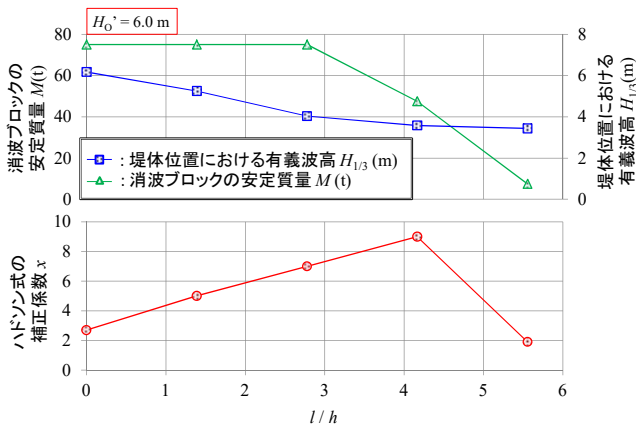


図-13 リーフ幅と補正係数の関係

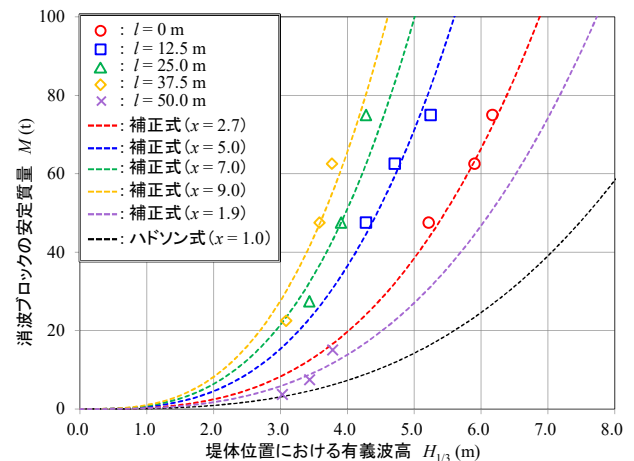


図-14 有義波高と消波ブロックの安定質量の関係

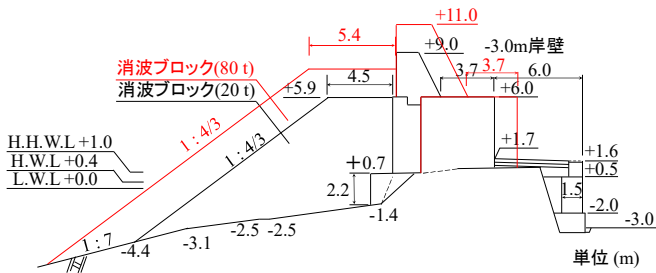


図-15 改良後の断面形状

険性がある。

直立部の天端高さを2 m 嵩上げした場合には、 $H_0'=7.0$ m まで利用可能となる。さらに4 m まで嵩上げた場合には嵩上2 m との差は小さいことから、ここでは嵩上げ2 m を提案する。

当該施設的设计波高である $H_0'=7.0$ m に対しては、補正係数 $x=7.0$ を用いて安定質量を計算すると80 t となった。嵩上改良する際には図-15 に示すように、従来の20 t 型消波ブロックの上に、新たに80 t 型消波ブロックを設置する必要がある。

7. まとめ

本研究で得られた結論は以下に示すとおりである。

- (1) 2009年12月に発生した現地の被災状況を分析するとともに、波浪推算により来襲波浪の特性を明らかにした。
- (2) 消波ブロックの被災による越波流量の増大傾向を明らかにし、護岸背後のエプロン部が $H_0'=4.0$ m で被災限界となることを示した。
- (3) 1/7 勾配における消波ブロックの移動メカニズムを

明らかにし、波数 $N=3000$ で被災度 $N_0=1.0$ を安定限界の基準とした。さらに、リーフ幅に対応した補正係数 x を用いて、ハドソン式により消波ブロックの安定質量を求める方法を提案した。

- (4) 改良に際しては、堤体直立部を2 m 嵩上げし、80 t 型消波ブロックを既設の20 t 型消波ブロックの上に設置する必要があることを示した。

謝辞：本研究の実施に当たっては、北海道科学大学の山本泰司氏、ならびに(国研)寒地土木研究所の上久保勝美氏の協力を得た。水理模型実験は平成29年度室蘭工業大学卒論学生の奈良遼太氏(現北海道開発局)によって実施された。被災時の波浪推算においては、(一財)日本気象協会北海道支社の西村修一氏の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 川崎浩司, 菊 雅美, 舟橋 徹: 直立護岸越波に及ぼすリーフ形状と波浪諸量の影響について, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.B2-65, No.1, pp.751-755, 2009.
- 2) 平山克也, 川内清光: 平面模型実験におけるリーフ上護岸の越波量推定法の精度検証, 港湾空港技術研究所資料, No.1286, 18p., 2014.
- 3) 高橋重雄, 木村克俊, 下迫健一郎, 鈴木高二朗, 五明美智男: ケーソン式混成堤の主要な被災パターンについて, 海岸工学論文集第46巻, pp.816-820, 1999.
- 4) 高橋重雄, 半沢 稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺内 潔, 高山知司, 谷本勝利: 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量—消波ブロック被覆堤の設計法の再検討, 第1報—, 港湾技術研究所報告, 第37巻 第1号, pp.3-28, 1998.
- 5) 合田良實: 耐波工学, 鹿島出版会, pp.146, 2008.

(2018.2.8 受付)

DAMAGE PATTERNS OF THE BLOCK MOUND SEAWALL ON A REEF WITH STEEP FORESHORE CONDITIONS DUE TO STORM WAVES

Ryosuke SATO, Katsutoshi KIMURA, Tatsuki YOKOMICHI and Takao NAKOSHI

A block mound seawall, constructed on a reef that follows a steep slope of 1/7 at K-Port in M-Island, was strongly damaged by storm waves in 2009. Most wave dissipating blocks were scattered by the action of plunging breaking waves, and the apron behind the seawall was collapsed by the overtopping waves. Hydraulic model tests using random waves were conducted with the model scale of 1/50 to reproduce the damage of the block mound seawall. The wave overtopping flow rate at the site of the damage was found to be more than $10^{-2} \text{ m}^3 / \text{m} / \text{s}$, which is the stability limit of port facilities. The relationship between the number of wave actions and the block damage ratio on the reef was discussed based on the results of block stability tests, and the correction factor for Hudson's formula was newly proposed for several reef width conditions. In order to decrease the wave overtopping flow rate, it is necessary to raise the upright section of the seawall by 2 meters. It was also shown that the present block size of 20 tons was insufficient, and the necessary block size was 80 tons.