

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.60 No.1 June 2021

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

総 目 次

1. 波の遡上域における海浜地形変化に及ぼす潮汐変動の影響に関する検討
伴野 雅之・栗山 善昭
2. 2019 年台風 15 号による横浜港に襲来したうねり性の波浪
田村 仁・川口 浩二・岩本 匠夢・藤木 峻
3. 富山湾・寄り回り波の力学機構
田村 仁・川口 浩二・藤木 峻
4. 仮設被覆工の耐波安定性について
鈴木 高二朗・久保田 博貴・田中 敦
5. パラペット後退型護岸に働く波圧に関する検討
鈴木 高二朗・久保田 博貴・鶴田 修己
6. プレート境界断層デコルマ帯におけるスロースリップ発生メカニズムに関する研究
杉山 友理・橘 伸也・森川 嘉之
7. MPM-剛体シミュレーションのための最小二乗法を用いた摩擦接触アルゴリズムの開発と開端杭の地盤への貫入挙動への適用
中村 圭太・松村 聡・水谷 崇亮

仮設被覆工の耐波安定性について

鈴木 高二朗*・久保田 博貴**・田中 敦***

要 旨

仮設の被覆材として早期施工が可能な石かごや網袋式袋詰工，大型土のうが設置される場合がある．近年頻発する高波・高潮災害を受けて、仮設被覆工は応急復旧対策として今後もますます需要が増えるものと考えられる．しかし、これらの仮設被覆工については耐波安定性に関する検討が不十分であり、どの程度の波まで適用できるかが不明確である．そこで本研究では、これらの被覆材の耐波安定性を評価するための照査法を確立することを目的として大型の水理模型実験を実施した．その結果、以下のことが明らかとなった．1)護岸前面斜面の被覆材の波に対する安定性を調べたところ、網袋式被覆工、石かご、土のうの重積みの場合の K_D 値はそれぞれ、4.4, 4.1, 0.2 だった．網袋式被覆工、石かごは同等程度の耐波・耐越流安定性を有しており、土のうは安定性が低かった．また、被覆材の平積みでの設置は、重積みよりも安定性が低下する．2)津波の越流に対する腹付被覆工での安定性を調べたところ、網袋式被覆工と石かごのイスバッシュ定数 y は同程度だったのに対し、土のうのイスバッシュ定数 y は小さかった．3)護岸上の越波に対する仮設工を調べたところ、土のうを 1 列 1 段で設置した場合は滑動よりも転倒によって被災を受け易く、被災の程度は合田波圧と概ね比例し、力のモーメントの中心点を土のうの直径の $1/3$ 程度沖側へずらして計算すると、土のうの飛散の有無を推定することができる．4) 土のうを岸側へ後退させると若干安定性が向上する．5)籠網で土のうを連結すると安定性が増し、連結しない場合と比較して 1.5 倍ほどの波高まで耐えることができる．

キーワード：仮設被覆工，網型袋詰め工，石かご，土のう，ハドソン式，イスバッシュ式，越波，津波越流，高潮

* 耐波研究グループ長

** 耐波研究グループ 依頼研修員（バシフィックコンサルタンツ株式会社）

*** 耐波研究グループ 依頼研修員（株式会社神戸製鋼所）

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所

電話：046-844-5043

Fax：046-842-3746

E-mail：suzuki_k@p.mpat.go.jp

Study on Stability of Temporary Armor Units against Waves

Kojiro SUZUKI*

Hiroki KUBOTA**

Tsutomu TANAKA***

Synopsis

Gabions, stone filled fiber nets and sandbags are used as temporary armor units, which can be rapidly manufactured and installed. In response to the frequent occurrence of storm surge disasters in recent years, the demand for temporary armor units is expected to increase in the future as emergency recovery measures. However, the stability of these temporary armor units against waves has not been sufficiently studied, and it is unclear to what extent they can be applied. In this study, a large scale hydraulic model experiment was carried out to establish a verification method for evaluating the stability of these armor units against waves.

As a result, Following were clarified: 1) The stability of the armor units on the front slope of the revetment against waves was investigated, and the K_D number for the stone filled fiber net, gabions and sandbags were 4.4, 4.1 and 0.2, respectively. The stone filled fiber net and gabion had comparable stability, while the sandbags were less stable. 2) The Isbash number y of the stone filled fiber nets and gabion was similar, while the Isbash number of sandbags was extremely smaller. 3) Stability of sandbags for overtopping waves on the seawall were also investigated. The degree of damage is generally proportional to the wave pressure estimated by Goda Formula, and it is possible to estimate whether the sandbags are scattered or not by shifting the center point of the moment of force to the offshore side by about 1/3 of the diameter of the sandbags. 4) Retreating the sandbags to the shore side slightly improves the stability. 5) Connecting the stone filled fiber nets increases the stability and the sandbags can withstand wave heights up to 1.5 times higher than those without the connection.

Key Words: Temporary Armor Units, Gabion, Stone Filled Fiber Net, Sandbag, Hudson Formula, Isbash Formula, Wave Overtopping, Tsunami Overflow, Storm Surge

* Head of Maritime Structures Group
** Visiting Researcher of Maritime Structures Group
*** Senior Researcher, Coastal and Ocean Engineering Department
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 E-mail : suzuki_k@p.mpat.go.jp

目 次

要 旨	3
1. 序 論	7
2. 仮設被覆工に関する既往の知見	8
3. 護岸斜面での波浪に対する仮設被覆工の安定性	8
3.1 実験条件	8
3.2 実験結果	10
3.3 波浪に対する安定性の評価	12
3.4 仮設の被覆材の材料密度について	13
4. 越流に対する腹付け被覆工の安定性実験	13
4.1 実験条件	13
4.2 実験結果	13
5. 護岸上の越波に対する土のうの安定性試験	16
5.1 概要	16
5.2 実験条件	16
5.3 1列1段での耐波安定性の評価	17
5.4 複数配置した土のうの安定性の評価	19
5.5 土のうの後退と連結	20
6. 結 論	22
謝 辞	22
参考文献	22

1. 序 論

捨石傾斜堤の斜面や防波堤背後の腹付工には、波や津波の越流で基礎材の捨石が流出されることを防ぐために、消波ブロックや被覆ブロックが設置されるのが一般的である。このような被覆材を設置する前の施工中に設計以上の外力を受けると、復旧に時間がかかる可能性がある。そのため一時的な仮設の被覆材として、早期施工が可能な石かごや網袋式被覆工、大型土のうが設置される場合がある。また、これらは被災後、被覆材が喪失した場合本格復旧までの間の再度被災を防ぐため応急復旧として設置することがある。

図-1.1は護岸被災後に応急復旧のために用いられた大型土のうである。土のうは袋の中に砂を入れるだけの簡易な構造であり、容易に製作できる。また、図-1.2は図-1.1と同様に護岸被災後に応急復旧のために用いられた網袋式被覆工である。網の中に比較的小さい砕石を入れることで造ることができる。土のうと比較すると砕石を用意する必要があるため若干製作に時間がかかるものの、容易に製作できるため近年多用されてきている。

図-1.3は金網の中に砕石を入れて製作される石かごである。以前は、金網が腐食するなどして耐久性が低かったが、近年、腐食を防ぐためにステンレスあるいは樹脂でコーティングされた金網で製作されるようになった。この写真は数mの波が作用する護岸に設置された石かごである。既に10年を経過しているが安定性を保っている。

図-1.4は2019年の台風15号で倒壊した横浜市福浦地区のパラペットの応急復旧のため、土のうが使用された事例である。福浦地区は9月3日に台風15号が来襲して護岸のパラペットが倒壊するなどの被害を受けたのち、応急復旧として土のうを設置したところ、その後、10月12日に再び大型の台風19号が襲来した。パラペットの倒壊で浸水しやすくなった背後地域を護るため、急遽土のうが設置された。パラペット直背後の土のうはこの写真のように散乱したものの、図-1.5に示すように2列で土のうが設置されており、2列目の土のうは倒壊しなかった。台風19号襲来時にはこのように2列で土のうを設置することで、背後地域の浸水が防がれたものと考えられる。なお、2列目の土のうはガードレールにもたれかかるようにして設置されており、ガードレールが散乱防止に一定の効果を発揮したものと考えられる。

このように仮設被覆工は応急復旧対策のため今後も使用されるものと考えられるが、これらの仮設被覆工については耐波・耐津波安定性に関する検討が不十分であり、どの程度の波まで適用できるかが不明確である。

そこで本研究では、これらの被覆材の耐波安定性を評



図-1.1 護岸被災後に仮設材として用いられた土のう



図-1.2 護岸天端の被災後に設置された網袋式被覆工



図-1.3 石かごによる護岸の被覆状況



図-1.4 2019年台風15号の応急復旧として設置された土のうが台風19号の襲来で散乱した状況



図-1.5 2019年台風15号の応急復旧として2列で設置された土のう 第1ラインは被災したパラペット直背後、第2ラインはガードレール前面に設置された

価するため水理模型実験を実施することとした。対象としたのは、護岸前面斜面の被覆材の波に対する安定性、防波堤背後の腹付被覆工の津波の越流に対する安定性、および護岸上の越波に対する土のうの安定性である。実験では、それぞれの被覆工の安定性を同一条件で評価し、それぞれの被覆工を比較することで、その耐波および耐津波越流に関する安定性実験を明らかにすることとした。

2. 仮設被覆工に関する既往の知見

石かごや網袋式被覆工は、鉄線籠または網状の合成繊維で構成された枠および網材の内部に砕石を充填した構造である。それらの汀線付近における耐波安定性についてはいくつかの報告があり、石かごについてはかごマット工法技術推進協会(2014)¹⁾、網袋式被覆工については黒田ら(2016)²⁾、島袋ら(2006)³⁾の研究がある。しかし、これらの既往文献で用いられた被覆工の模型は形状がほぼ同じであるにもかかわらず、実験条件の違いなどのためか、それぞれの結果がだいぶ異なっており、一見安定性を過大評価しているようにも考えられる結果もある。

一方、東日本大震災以後、津波の越流に対する腹付け被覆工の安定性についていくつかの検討例がある。石かごについては平石(2016)⁴⁾や多田ら(2015)⁵⁾の研究があるものの、腹付工の被覆材として検討した研究は確認できなかった。また、網袋式被覆工については三井ら(2013)⁶⁾による検討があるものの、被覆方法を変化させた場合や捨石との比較のみとなっており、安定性を評価するための値は算出されていない。

このようにいくつかの既往文献があるものの仮設被覆材の安定性に関しては検討例が少なく、実験結果も実験条件に違いによるためか、だいぶ異なっており、場合に

よっては安定性を過大評価しているような場合もある。

一方、2018年の台風21号、2019年の台風15号、台風19号での護岸の被災の後、応急復旧対策が重要となり、国土交通省港湾局から2020年9月に“港湾における高潮・高波被害軽減のための土のう設置事例集～港湾BCP直前予防対策参考資料～”⁷⁾が発行された。この事例集では、2018年の台風21号や2019年の台風15号の後に使用された土のうの設置方法など有効な対策法が示されている。

3. 護岸斜面での波浪に対する仮設被覆工の安定性

3.1 実験条件

(1) 実験水路

図-3.1に実験で使用した105m水路の概要を示す。水路は長さ105mであり、水路中央付近で、幅0.8mの主水路と幅2.05mの副水路に分割されている。水路には、ピストン式の造波機が設置されており1s～10s程度の波を造波することが可能である。

(2) 仮設被覆工の模型

実験に用いた仮設の被覆材は、網袋式被覆工、石かご、大型土のうの3種類とした。大型土のうは安定性が低いと想定されるものの、災害復旧現場で広く仮設工として使用されているため本実験の対象に加えた。また、波浪に対する安定性の比較のため、広く使用されている消波ブロック(テトラポッド)模型に対しても実験を実施した。

本実験では比較のために模型質量を500g程度となるように製作した。各模型の高さ、長さ、幅は既存製品の比率を参考に設定した。なお、実際に現地に供される仮設工は、種類によって質量の規格が異なっている。

図-3.2～図-3.5に、使用した各被覆材模型を示す。また、表-3.1に各被覆材模型の寸法(高さ、長さ、幅)及び無作為に選んだ10個の模型の平均質量を示す。なお、表-3.1中の土のうは、湿潤状態における質量である。網袋式被覆工と土のうは上から見ると円形状のため、長さおよび幅は直径を表している。本検討では、幅0.8mの主水路内に対象断面を設置して不規則波浪を作用させて実験を実施し、被覆材の移動状況を観察した。

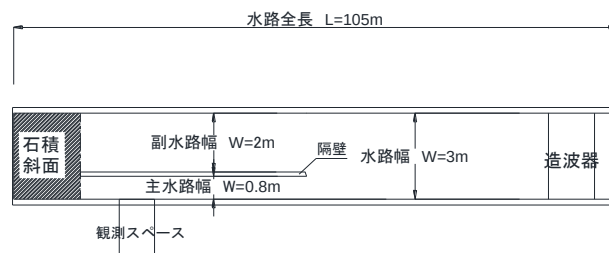


図-3.1 105m水路平面模式図



図-3.2 網袋式被覆工の模型



図-3.3 石かごの模型



図-3.4 土のうの模型



図-3.5 消波ブロック（テトラポッド）の模型

表-3.1 各種被覆工の模型の諸元

模型 種類	高さ h (cm)	長さ l (cm)	幅 w (cm)	平均 質量 M_0 (g)
網袋式 被覆工	3.5	13.0	13.0	506.7
石かご	4.0	12.0	7.5	499.2
土のう	7.2	7.2	7.2	584.1
テトラポ ッド	9.0	9.7	10.8	443.6

(3) 仮設被覆材の敷設方法

仮設被覆材の敷設方法は、島袋ら³⁾による方法を参考に、模型の一部分を重ねて積層する方法（重積みと称す）と重ねずに平坦に設置する方法（平積みと称す）の2通りを実施した。

図-3.6、図-3.7に代表として網袋式被覆工の設置方法のイメージを示す。図-3.6は重積み、図-3.7は平積みの場合である。面的な配置方法は、網袋式被覆工と土のうは千鳥状に、石かごは整列させて配置した。なお、消波ブロックについては、2層被覆として設置した。

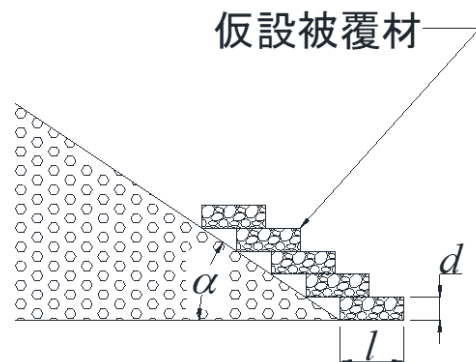


図-3.6 仮設工の設置方法（重積み）

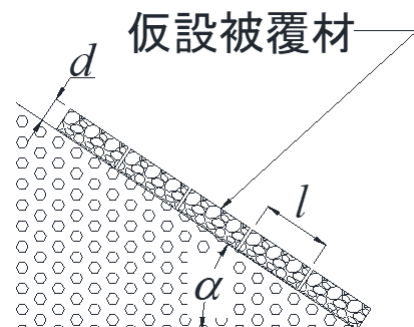


図-3.7 仮設工の設置方法（平積み）

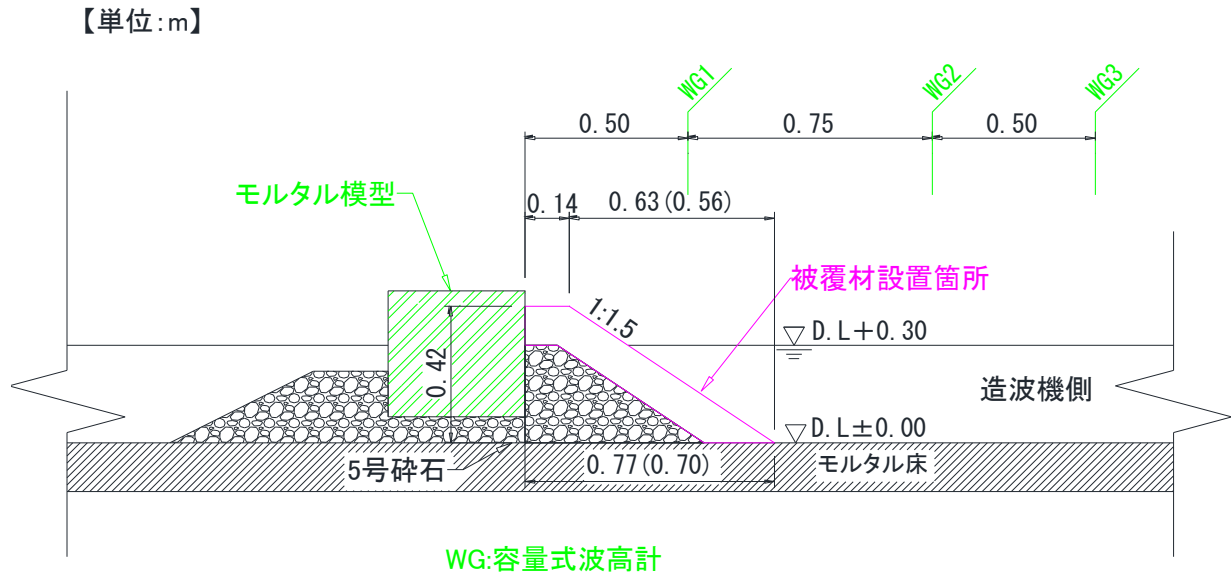


図-3.8 仮設被覆工の耐波安定性実験の断面図と計測機器設置位置図

(4) 実験断面および計測機器

図-3.8に実験断面および計測機器設置位置を示す。まずマウンドの上にモルタル製模型を設置し、そのブロック模型の前面に碎石で斜面を設置した。斜面勾配は1:1.5とし、中詰め材には、5号碎石（粒径13mm～20mm程度）を用いた。次にこの斜面に各被覆工の模型を敷設した。被覆材の表層の位置が、図-3.8の被覆材の斜面表層の位置と同じになるように斜面を整形した。

ただし、消波ブロックは一般的に1:4/3勾配斜面上に被覆されることが多いため、1:4/3勾配で実験を実施した。図-3.8の中の中括弧内の数値は、1:4/3勾配における寸法である。また、モルタル模型の造波機側前面に容量式波高計WG1～3を設置して、模型前面における波高を計測した。

(5) 造波条件

造波は、修正プレットシュナイダー・光易型スペクトルを基に、不規則波信号を作成してピストン式造波装置を用いて造波した。波の設定周期は1.5sおよび2.5sの2ケースを実施した。1実験あたりの造波時間は、1000波以上の波が作用するように、周期1.5sでは35分間、周期2.5sでは53分間とした。波高は、1実験毎に徐々に造波機の信号設定を大きくして実験を行った。

3.2 実験結果

図-3.9に各被覆材の実験状況を示す。静水面から上部に押し波が作用しており、波高の大きい場合には法肩部分に波が作用した。

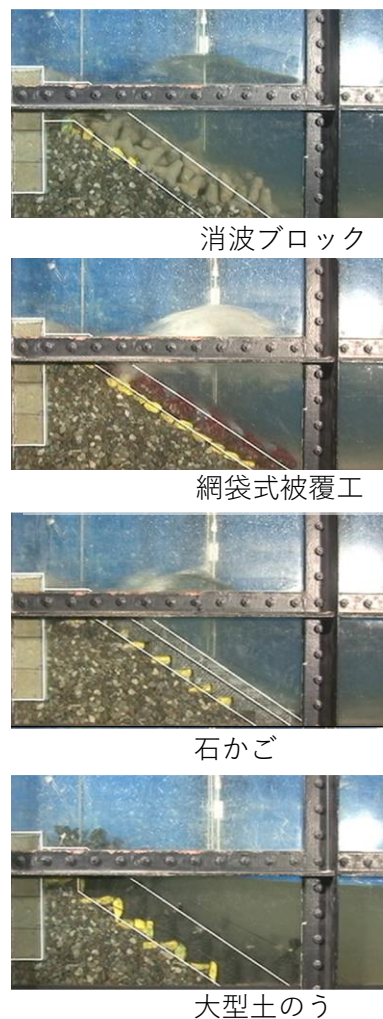


図-3.9 各被覆工の実験状況

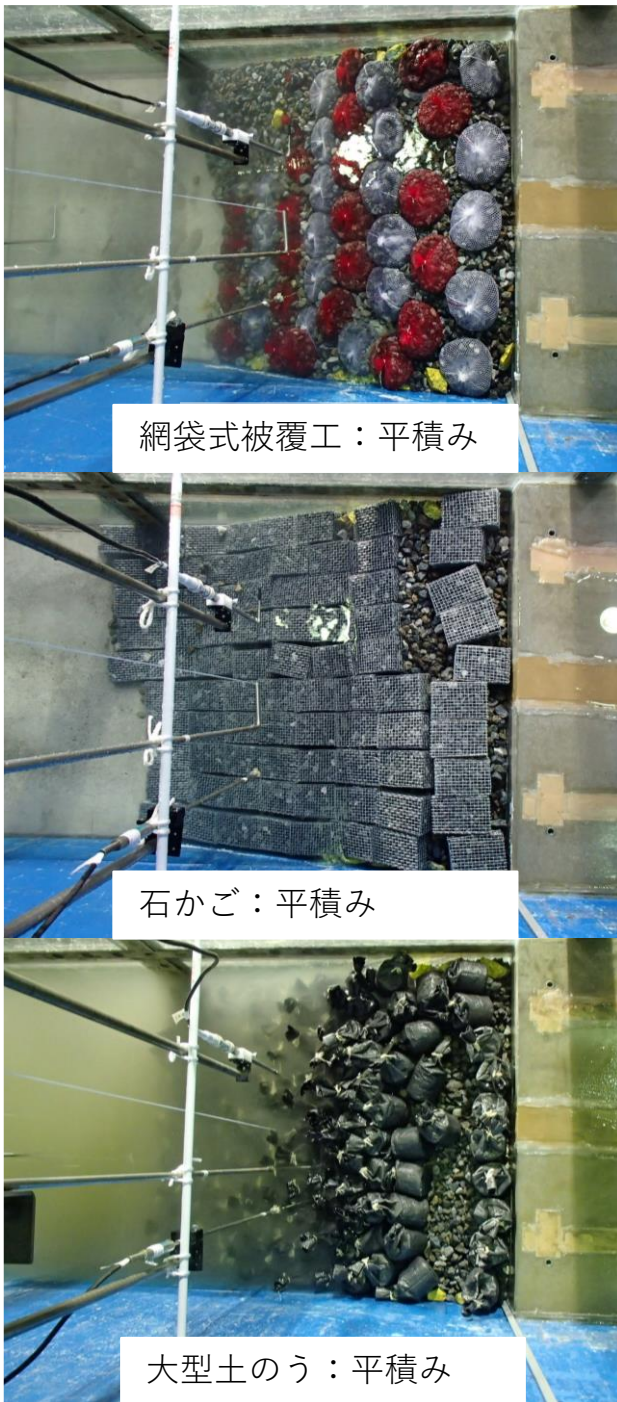


図-3.10 実験後の被覆材移動状況 :周期2.5s(平積み)

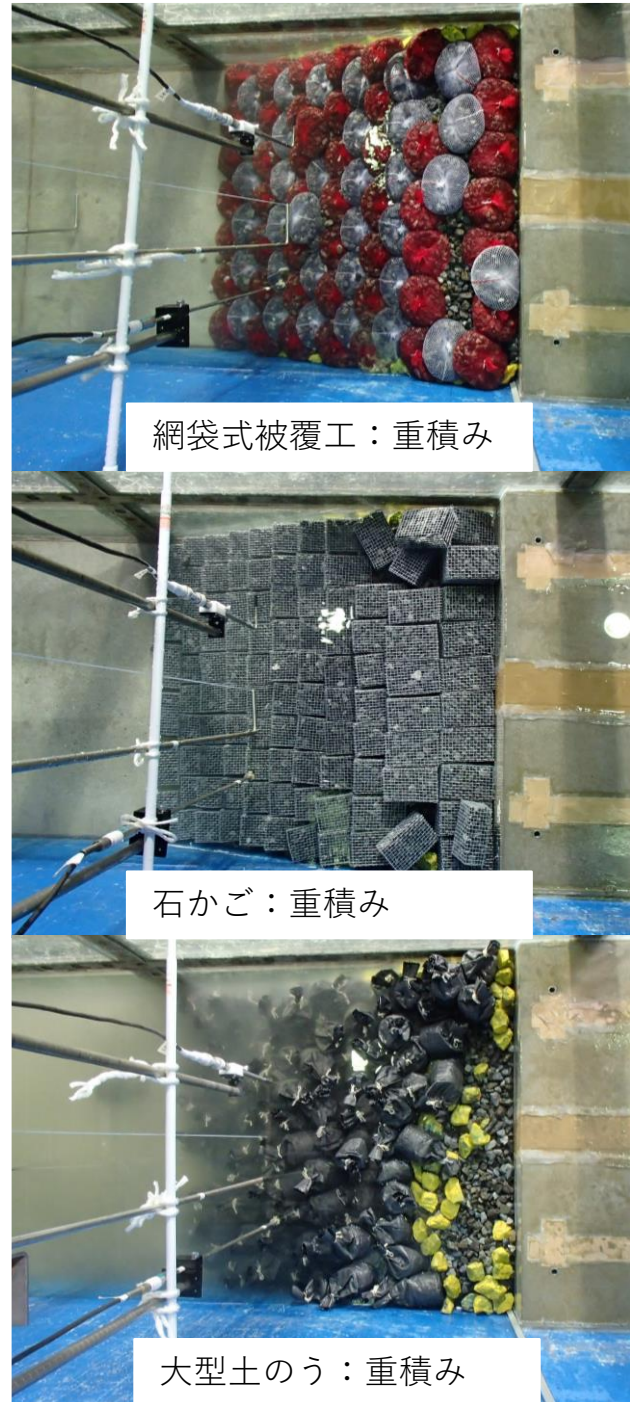


図-3.11 実験後の被覆材移動状況 :周期2.5s(重積み)

図-3.10と図-3.11に実験後の仮設工の移動状況を示す。
図-3.10は平積み、図-3.11は重積みのケースである。

(1) 平積みケース

石かごと土のうの実験状況を確認すると、斜面全体の模型が下側に滑るように移動していた。法先部の模型を固定していない条件で実施したため、引き波時に斜面下向きに波が作用した時に、上側の模型が下側の模型を押

すことで全体が滑動したものと考えられる。

ただし、網袋式被覆工では被災状況が異なり、法肩部分の模型が移動し、砕石が剥き出し状態になり、砕石の移動とともに模型も移動した。網袋式被覆工は、可撓性が大きいので、波が作用すると模型同士の隙間が広がり易く、隙間に作用する波の力が大きくなるためと考えられる。平積みケースでは、模型が移動した時には、砕石斜面がむき出しとなり、被災が

連鎖しやすかった。

(2) 重積みケース

網袋式被覆工と石かごでは法肩部分の模型がめくれ上がる移動形態であった。法肩部及び天端の模型以外には大きな移動は見られなかった。一方で、土のうは比較的小さな波高でも波によって岸沖方向に揺れており、揺れにより隙間が広がり模型が転倒するに至った。土のうは、正方形に近い形状のため、重心位置が高く転倒しやすいものと考えられる。

3.3 波浪に対する安定性の評価

安定性の評価については、ハドソン(1959)⁸⁾による次の式によりKD値を算出して比較した。

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (3.1)$$

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \quad (3.2)$$

式中的変数は以下のとおりである。

ρ_r : 被覆材の密度(kg/m³)

M : 波浪に対する被覆材の必要質量(kg)

H : 安定計算に用いる波高

S_r : 被覆材の水に対する比重

α : 斜面が水平面となす角

K_D : 被覆材の形状及び被害率などによって決まる定数

本実験では、WG2およびWG3で計測した波高を入反射分離して得られた有義波高の入射波成分を式(3.1)中の波高 H とした。被害率は、分母に全被覆材数を設定し、模型の長さ方向と幅方向に模型サイズの半分以上移動した場合および模型が90度以上回転した場合を被害とみなした。模型の移動は、波高を変化させるのみの場合には積みなおさずに被害を累計した。

図-3.12は各ケースの K_D 値と被害率の関係である。表-3.2に、被害率1%および3%における各仮設工の重積みの場合及び消波ブロックの K_D 値を示す。網袋式被覆工、石かご、土のうの被害率1%（および3%）における K_D 値はそれぞれ4.4、4.1、0.2（4.9、4.4、0.2）だった。網袋式被覆工と石かごは被害率6～7%で同程度の値を示しており、同等程度の安定性を有しているものと考えられる。重積みは平積みよりも安定性が高く、被災の進展も緩やかになると考えられる。

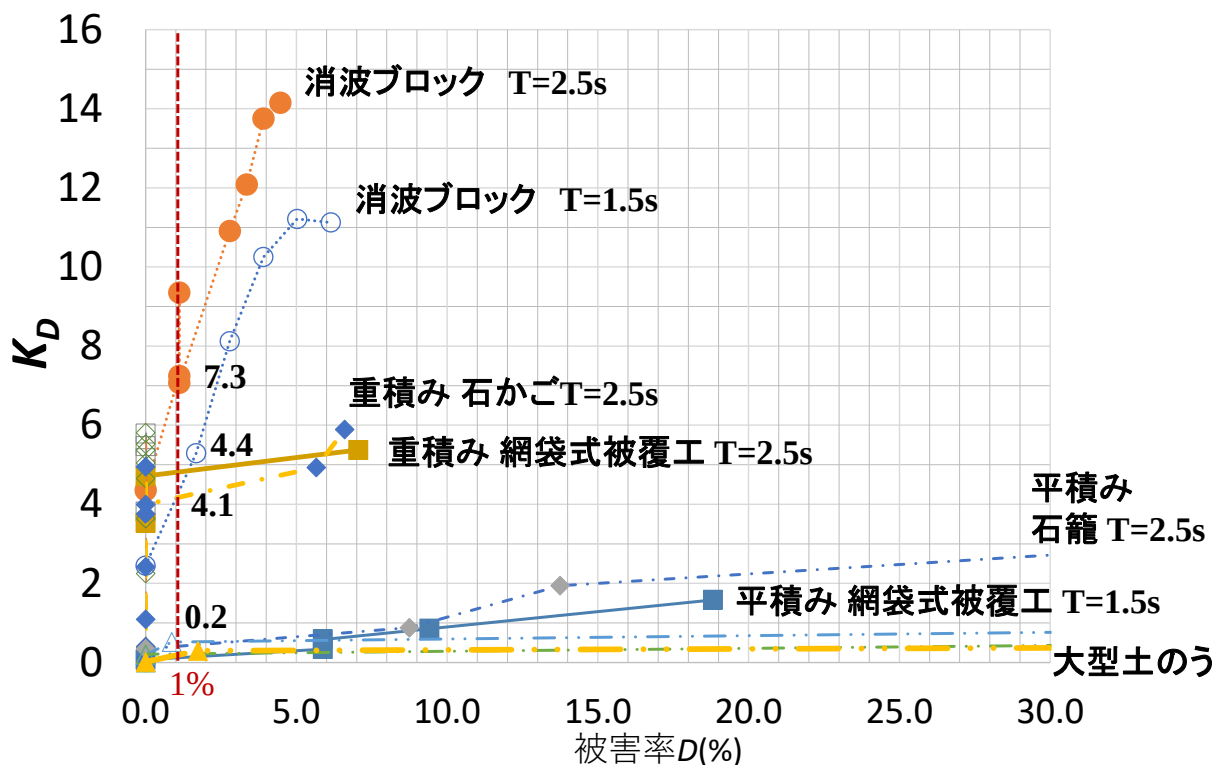


図-3.12 被害率と KD 値

表-3.2 各被覆工の K_D 値

被害率	網袋式 被覆工 重積み	石かご 重積み	土のう 重積み	消波 ブロック
1%	4.4	4.1	0.2	7.3
3%	4.9	4.4	0.2	8.5

一方で、平積みの場合には、全体的に K_D 値が小さい傾向であった。

また、消波ブロックAでは、被害率3%における K_D 値は8.5となり、仮設の被覆材よりも安定性が高く、実験の進行とともに徐々に被災が進む傾向が見られた。

3.4 仮設の被覆材の材料密度について

図-3.12の K_D 値の算出では、密度として、網袋式被覆工と石かごでは碎石の $2.6 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、土のうでは砂の $1.9 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ を用いて算定した。

本実験で対象とした被覆工は外側の袋材（金網や化学繊維等）と中詰め材で構成されている複合材料であり、見かけの体積と重量を用いて密度とみなす方法も考えられる．このように、複数の密度定義が混在する可能性があるため、適当な定義の検討が今後必要と考えられる．

4. 越流に対する腹付け被覆工の安定性実験

4.1 実験条件

(1) 検討断面および計測機器

図-4.1に、実験により検討した防波堤背後の腹付工断面および計測機器設置位置を示す。検討断面の腹付工の高さは14cm、天端幅は23cmとし、斜面勾配は1:2とした。腹付工上に、各仮設工を設置して越流に対する安定性を比較した。各仮設工の設置方法は、3章の耐波浪安定と同

様とした。ただし、斜面勾配が緩いため土のうの重積みは実施できなかった。

計測機器は、容量式波高計WG4～7、プロペラ流速計PVを防波堤模型の天端部港内側に1箇所、電磁流速計EV1, 2を腹付工法肩及び法先に設置した。EV1, 2は、被覆材表面から2cm上側位置に設置した。

なお、越流時に越流水脈と防波堤模型間にできる空間が密閉されると越流水脈が実現場の現象と異なることが指摘³⁾されているため、水路の壁に沿うように空気抜き管を設置した。

(2) 越流方法

図-3.1に示す水路内に、水中ポンプを設置して、幅0.8mの主水路から幅2.05mの副水路に水を送ることにより、定常的な流れを発生させて津波による流れを再現した。水中ポンプ及び港内側に設けた堰の位置を図-4.1に示す。防波堤模型上の水深（以下、越流水深と称す）について4cmと14cmの2ケース、港内側に設けた堰高（以下、港内堰高と称す）について17cm、27cm、37cmの3ケースの条件で実験を実施した。1回の実験で水中ポンプの稼働時間は15分とした。ただし、15分経過前に腹付工の砕石に変形が確認された場合はその時点で水中ポンプを停止した。

4.2 実験結果

(1) 越流による変形状況

図-4.2に、実験時の越流状況を示す。越流水深4cmの場合には越流水脈が天端面付近に作用しており、越流水深14cmの場合には法肩から斜面付近に作用している。越流水深4cmの場合には被覆材の移動はほとんど見られなかったが、土のうの場合は、法先部の模型が移動して斜面の模型全体が移動した。土のうの模型高さが他の模型よりも高く、作用する流体力が大きいためと考えられる。

表-4.1に、実験条件毎の被災の有無を示す。被災については、腹付工の砕石が移動し断面に変状が確認された場合を被災とした。

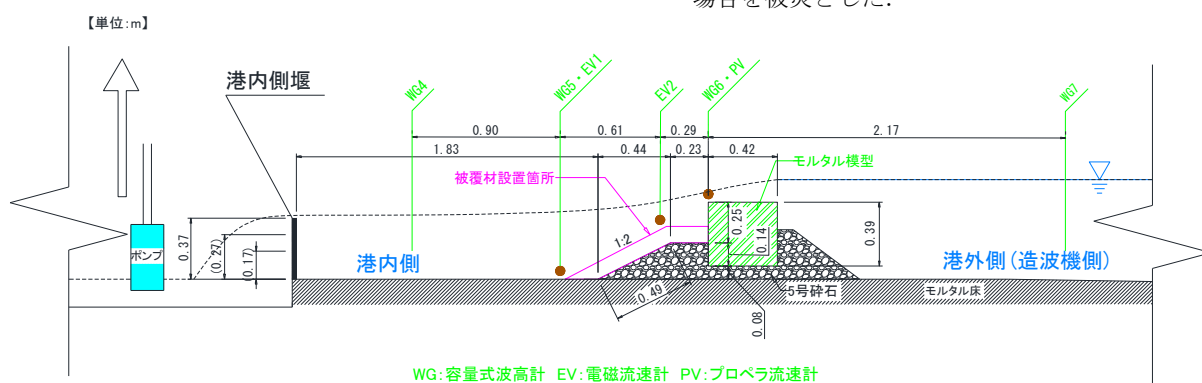


図-4.1 実験断面及び計測機器配置(越流実験)

表-4.1 越流実験条件と被災の有無

越流水深 (cm)	港内堰高 (cm)	網袋式被覆工		石かご		土のう
		重積み	平積み	重積み	平積み	
4	37	安定	安定	安定	安定	安定
4	27	安定	安定	安定	安定	安定
4	17	安定	安定	安定	若干移動	全体移動
14	37	安定	安定	安定	安定	法先移動
14	27	安定	被災	安定	法先移動	法肩移動
14	17	被災	—	被災	被災	被災

図-4.2に、越流水深14cm、港内堰高27cmのケースの実験後状況を示す。いずれの模型も平積みのケースでは一部の模型が移動した。

次に図-4.3に、網袋式被覆工の越流水深14cm、港内堰高17cmにおける模型移動前後の状況を示す。このケースでは、実験開始後50秒付近で、法肩の被覆材が越流により斜面向下きに移動することで、砕石面が露出し、急速に腹付工が崩壊した。定常的な流れとなる前に被災する結果となった。

(2) 仮設工近傍に作用する流れの流速

図-4.4は、仮設工Bの越流水深14cm、港内堰高27cmのケースにおける腹付工近傍の流速の時系列である。計測は100Hzで実施しており、計測したデータを1秒間の移動平均をかけて整理した。

平積みの場合には、法肩部と法先部の流速が同様の値であるのに対して、重積みのケースでは、法先部に作用する流速が小さくなっていることが確認できる。

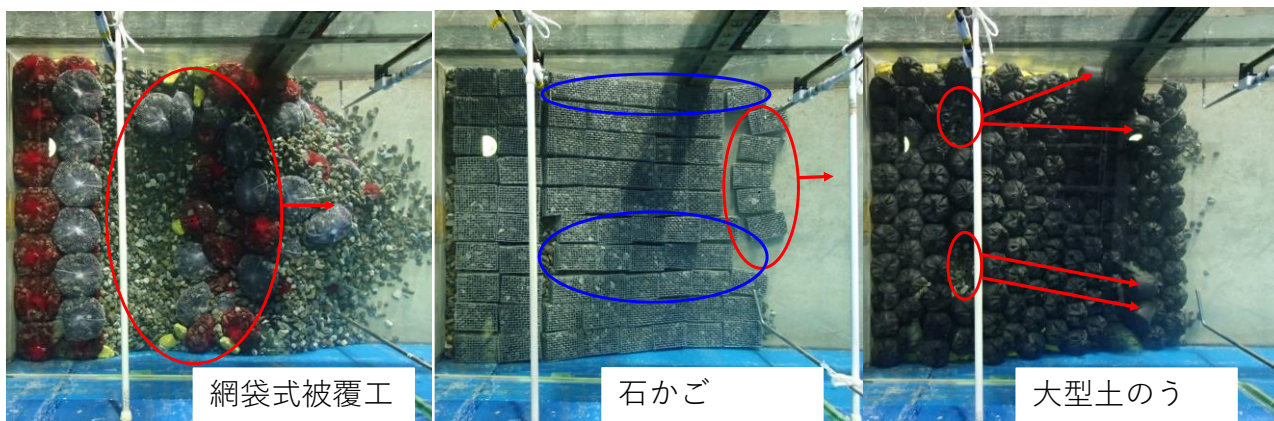


図-4.2 実験後の模型移動状況（平積み 越流水深:14cm 港内堰高:27cm）



図-4.3 法肩部模型の移動前後の状況（網袋式被覆工、重積み 越流水深:14cm 港内堰高:17cm）

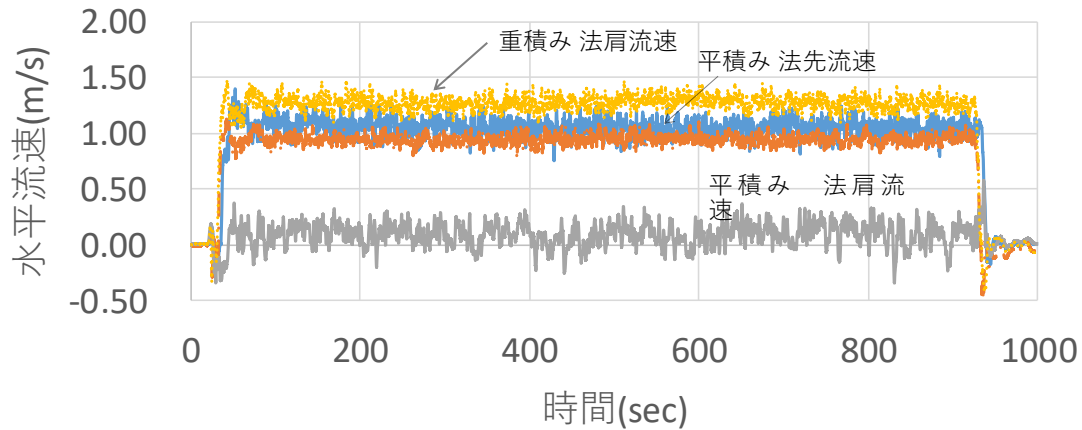


図-4.4 計測流速の時系列(石かご 越流水深:14cm 港内堰高:27cm)

石かごの重積みは、斜面が段状であり、斜面に沿う流れが段の天端部で水平に向きを変えるため、法先流速が小さくなったと考えられる。

(3) 越流に対する安定性の評価

各被覆材の越流に対する安定性を比較するために、(4.1)式に示すC.E.R.C¹⁰⁾のいわゆるイスバッシュ式を用いて、安定性を評価した。

$$W = \frac{\pi \rho_r U_0^6}{48 y^6 g^3 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (4.1)$$

以下に、式中の変数の定義を示す。

W : 流れに対する被覆材の所要質量(kg)

ρ_r : 被覆材の密度(kg/m³)

U_0 : 限界流速(m/s)

θ : 斜面が水平面となす角

g : 重力加速度(m/s²)

y : イスバッシュ定数

イスバッシュ定数を算定した結果を、表-4.2に示す。

なお、斜面が水平面となす角 θ を0度とし、限界流速 U_0 は以下のように設定して算定した。

越流水深14cm、港内堰高17cmのケースおよび網袋式被覆工の越流水深14cm、港内堰高27cmのケースでは、実験開始後1分程度で被災したため、動画から模型の移動現象を確認した直前から1秒前の1秒間平均流速を限界流速と定めた。

上記以外の場合、実験開始後図-4.4で安定した状態となった200秒-800秒の平均流速を移動限界流速と定めた。

表-4.2より、網袋式被覆工のイスバッシュ定数は1.23-1.33、石かごは1.24-1.48と同等程度の結果であり、

表-4.2 イスバッシュ定数 y
(上段: EV1の値による算定値
下段: EV2の値による算定値)

越流水深 (cm)	港内堰高 (cm)	網袋式被覆工		石かご		土のう
		重積み	平積み	重積み	平積み	平積み
4	17	—	—	—	0.07 0.24	0.03 0.23
14	37	—	—	—	—	0.80 0.20
14	27	—	0.21* 1.23*	—	0.72 0.74	0.19 0.59
14	17	0.23* 1.33*	—	0.10* 1.48*	0.60* 1.24*	0.19* 0.59*

土のうは0.59-0.80と比較的小さい結果であった。土のうの安定性が低いという傾向は3章の波浪実験の結果と同様の傾向である。設置方法の影響については、網袋式被覆工と石かごのみの比較ではあるが、平積みよりも重積みの安定性が高かった。

石のイスバッシュ定数は埋め込まれた石にあっては1.2、露出した石にあっては0.86であり¹¹⁾、岩崎ら¹²⁾に示される異形ブロックのイスバッシュ定数は1.08である。これらと比較すると表-4.2に示したイスバッシュ数は全般的に大きい。イスバッシュ数算定に用いた流速は法肩の流速計EV2で計測されたものであるが、流れが法肩から逃げるようにして実際に被覆工に当たる力が弱くなっている可能性もある。したがって、イスバッシュ数については今後より詳細に調べるのが望ましい。

5. 護岸上の越波に対する土のうの安定性実験

5.1 概要

本章では、護岸上に設置した土のうの耐波安定性を評価することを目的に大規模水理模型実験を実施した。土のうは1列1段から2列2段までの複数の配置方法を対象とし、規則波を作用させることにより土のうの飛散状況を確認した。また、網籠による土のうの連結や土のうの設置位置を後退させたケースについても検討を実施した。

5.2 実験条件

(1) 実験水路と護岸模型

実験は長さ184.0 m、幅3.5 m、水深11.0 mの大規模波動地盤総合水路で実施した。図-5.1に示すとおり、実験水路は3段階の水平床と1:10と1:20の勾配がついた斜面で成り立っており、護岸模型設置位置には側面から実験の様子が観測できるように観測窓が取り付けられている。

図-5.2に示すように護岸模型は高さ0.3 mの基礎マウンド上に高さ1.5 m、幅1.5 mのケーソン模型を設置し、ケーソン模型の上には高さ0.975 mの鉄筋コンクリート製のL型擁壁模型を設置してボルトで固結した。パラペットの厚さは0.1 mである。ケーソン模型背後には裏込材の上に防砂シートを敷設して、護岸模型の背後をフラタリーサンドで埋め立てた。

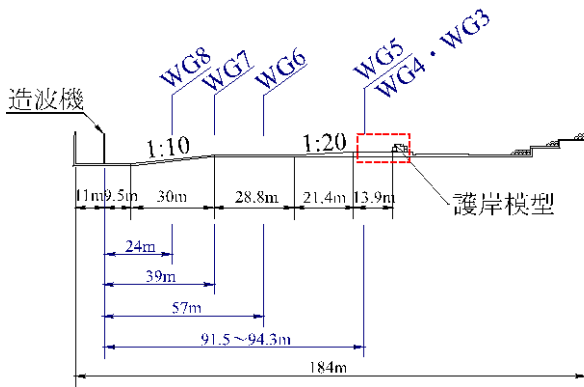


図-5.1 大規模波動地盤水路の断面図と波高計設置位置

護岸模型周辺拡大

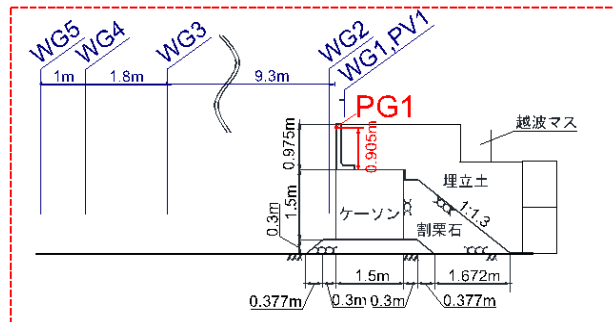


図-5.2 護岸模型周辺の断面図

基礎マウンドと裏込材には割栗石を用いた。フラタリーサンドの上面が水平となるように均した後、フラタリーサンドの流出を防止するために防砂シートを敷設した。

水路には図-5.1に示す7本の波高計を設置した。L型擁壁前面にはケーソン天端から0.905 mの高さの水路中央部に波圧計を設置し、護岸模型上の中央には越波量を計測するために木製の導水路と越波マスを設置した。導水路の幅は0.2 mであり、越波水が導水路内部で逆流しないように若干の勾配をつけている。越波量については越波マス内部に波高計を設置し、水位変化から計算するものとした。導水路内の沖側には越波水の水深と流速を計測するために波高計と電磁流速計を設置した。

(2) 土のう模型

土のう模型は耐候性大型土のうの1/4スケールを想定し、直径0.3 m、高さ0.3 mのサイズで作成した。土のう模型の中詰材はフラタリーサンドであり、実験前に中詰材を湿潤状態として計測した土のう模型1袋の重量は約45 kgである。土のう模型は防砂シートの上に並べて設置したが、設置方法等の詳細は後述する。

(3) 実験ケース

図-5.3に本実験で実施した土のう模型の設置方法を示す。case1からcase4とcase6は土のう模型を単純に並べた断面である。これらの積み方は「港湾における高潮・高波被害軽減のための土のう設置事例集 ～港湾BCP直前予防策 参考資料～」⁷⁾や実際の施工事例を参考にして設定している。case5の土のう模型は、個々の土のう模型を正方形の連続した金網柵（以降、連続箱型鋼製柵とよぶ）で囲み一体性を高めた断面であり、連続箱型鋼製柵の内側には防砂シートを取り付けている。水路横断方向には5つの土のう模型を横に並べると水路側面と導水路の間にほとんど隙間なく収まるサイズとなっており、導水路の両脇には異なる積み方で土のう模型を設置した。

護岸前面の水深を2.258 mと2.500 m、波の周期を2.8 sと5.0 sとした4種類の波浪条件に対して波高を様々に変化させ

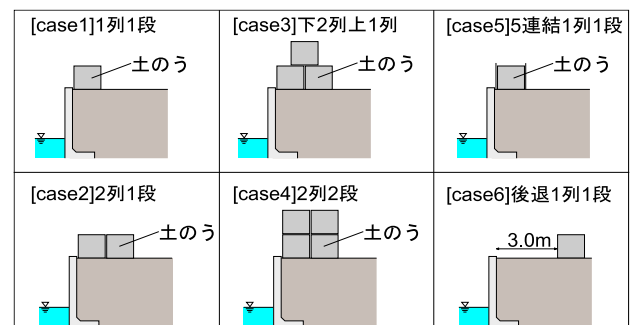


図-5.3 土のう模型の初期配置

た規則波を作用させた。造波時間は作用する波が200波程度となるように設定し、造波板での再反射を抑制するために波の吸収制御を実施した。造波後の被災状況は側方と上方から撮影した映像や実験前後の写真、目視等により初期配置から移動した土のうをカウントした。波の作用で土のう模型が飛散した場合は元に戻した上で次の実験ケースに移行した。

5.3 1列1段(case1)の耐波安定性の評価

(1) 土のう模型の被災状況

土のう模型を1列1段で護岸模型上の前方に設置したケース(case1)のうち、代表的な実験ケースの造波後の写真を図-5.4に示す。図中の入射波高は入・反射波の分離を実施し、護岸前面の入射波成分の波高を示している。前面水深2.5m、周期2.8sの3ケースの被災状況を比較すると、水深と周期が同様の場合は波高が大きくなるにしたがって被災する土のう模型の数が増大し、流される距離も大きくなって様子が見て取れる。図中の上側2枚の写真は土のう模型が滑動せずに転倒したケースである。この両者を比較すると、波高が同じで水位が低くても波の周期が長い場合は土のうの被災率が大きくなっている。また、転倒せずに滑動のみが見られた実験は1ケースのみであったが、転倒する実験ケース数と比較すると非常に少なく、本実験の条件下では滑動よりも転倒し易い状況であることが確認された。

(2) 波浪諸元と被災率の関係

図-5.5に土のう模型を1列1段で護岸模型上の前方に設置した実験ケース(case1)の入射波高・越波流量・波圧と被災率の関係を示す。被災率は横一列の5つの土のう模型から滑動・転倒した数をカウントし、0 / 5から5 / 5として算定した。



図-5.4 造波後の土のう模型の被災状況の例

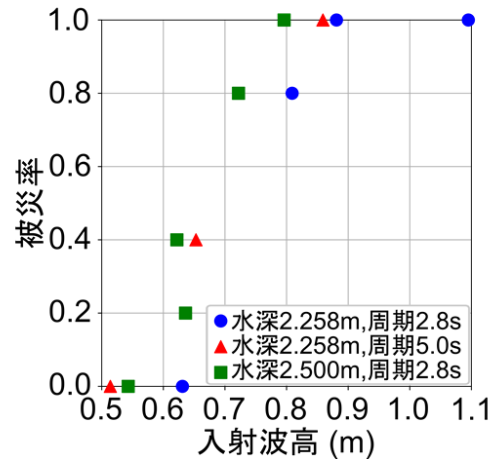


図-5.5 波高と被災率の関係

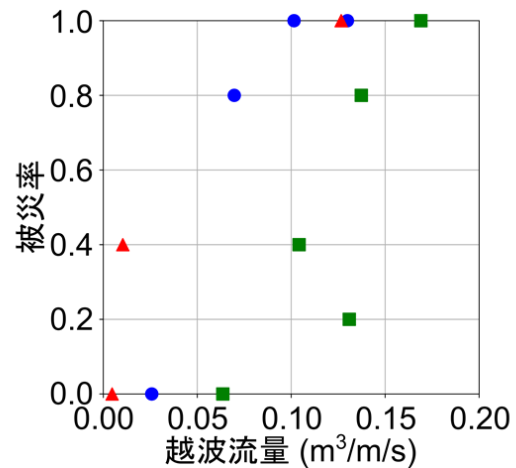


図-5.6 越波流量と被災率の関係

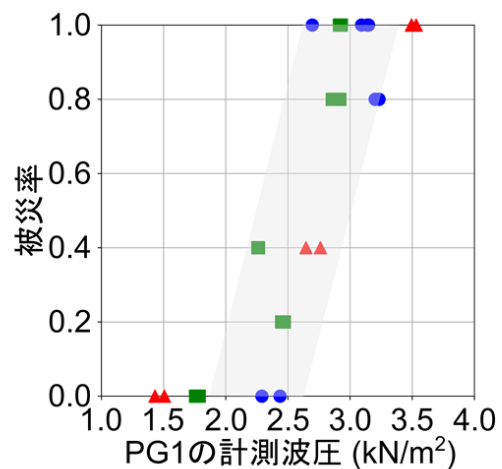


図-5.7 PG1の計測波圧と被災率の関係

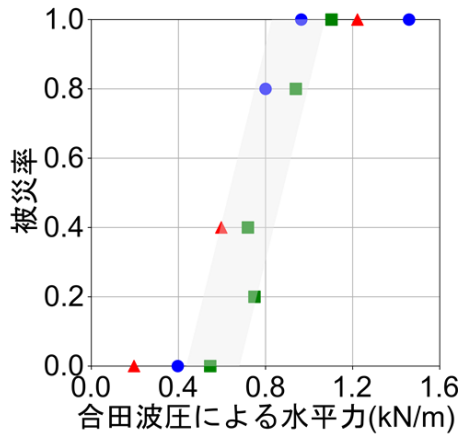


図-5.8 合田波圧と被災率の関係

入射波高が大きい実験ケースは被災率も大きい傾向にあり、入射波高と被災率は比例関係にあるように見える。一方、越波流量と被災率の関係についても相関があるようにも見えるものの、ばらつきが大きく両者の関係性を一般化するのは困難である。水深が大きい(初期水位が高い)実験ケースが全体的に右側にプロットされていることから、初期水位が高い場合は土のう模型に作用する力(流体力)と比較して越波流量が相対的に大きくなったのではないかと考えられる。また、図には示していないが、導水路内で計測した越波水の水深や流速と被災率の関係についても明確な傾向は見られなかった。

一方、パラペット前面で計測した波圧(PG1)の最大値と被災率については比較的きれいな比例関係が見られる。PG1は土のうの下側に位置することから、合田波圧を用いて土のう模型に作用する波圧を一般化した結果、PG1における実験の計測波圧よりも被災率との明確な比例関係が確認できた。これらの結果から、土のうの安定性を評価する上では土のうに作用する波圧を外力として評価するのが適切だと考えられる。

また、全般に波が土のうを越波するようになると、転倒する傾向があり、波が土のうを越波するかどうかは土のうの散乱を評価するかの一つの目安になる。

(3) 土のう模型の安定性照査

合田波圧と土のう模型の被災率に有意な正の相関が見られたため、合田波圧を用いて各実験ケースにおける土のう模型の滑動・転倒の安定性照査を実施した。

図-5.9に安定性照査結果を示す。横軸は滑動安全率、縦軸は転倒安全率を示している。全て土のう模型を1列1段(case1)で設置したケースを対象としており、「滑動のみ」は1つの土のう模型が若干滑動した実験ケース、「転倒のみ」は1～2個の土のう模型が滑動せずに転倒した実験ケース、「大きく流される」は複数の土のう模型が滑動・転倒を伴って沖側へ大きく移動した実験ケースである。なお、図-5.4の上2つの写真は「転倒のみ」、下2つの写真は「大きく流される」に該当する。防

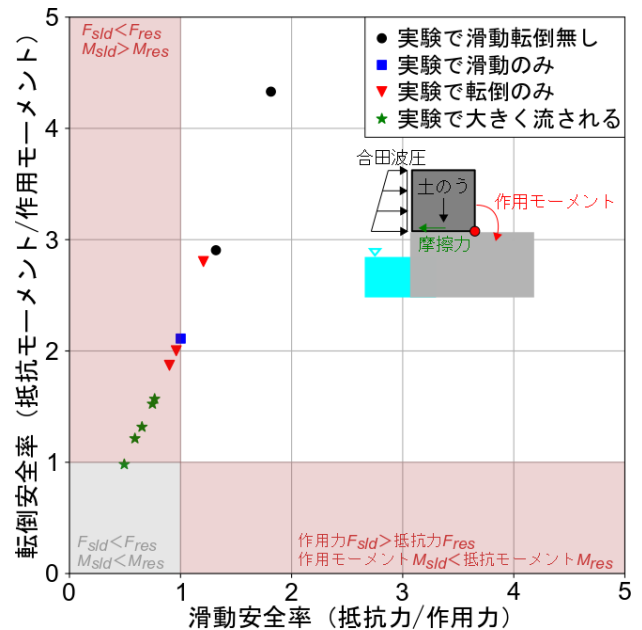


図-5.9 土のう模型1列1段(case1)の滑動・転倒安定性

砂シートと土のう袋の摩擦係数は未計測であるため、1つの土のう模型が若干滑動した実験ケースの滑動安全率が1.0となるように逆算し、0.48と設定した。「滑動転倒無し」と「転倒のみ」の実験ケースの滑動安全率は概ね1.0と同程度かそれ以上、「大きく流される」ケースは滑動安全率が1.0未満となっており、実験結果との整合が取れている。「転倒のみ」の実験ケースで滑動安全率が「滑動のみ」よりも小さい実験ケースについては、転倒安全率も「滑動のみ」を下回っており、滑動よりも転倒し易い条件であったものと考えられる。一方、転倒安全率を見ると、「転倒のみ」および「大きく流される」実験ケースについても殆どが転倒安全率は1.0を超えており、本検討の方法では転倒安全率を危険側で評価することになった。

(4) 転倒の安定性照査手法の検討

土のう模型の転倒し易さの要因としては以下のものが考えられる。

①土のう模型の設置位置がパラペット模型のコンクリート層厚分だけ岸側となっていることや土のう模型の側面が曲面であることから、波がパラペット模型の天端を超える際に波に水平運動が加わり、波力の増大や作用高の上昇が発生した可能性がある。

②土のう模型の底面の隅は丸みを帯びているため、転倒し易い可能性がある。

③中詰材が砂であることから、波の繰り返し作用により土のう模型の変形が蓄積した可能性が考えられる。

一方で、土のう模型の曲面は波の作用に時間差を生じさせ、波圧の合力は小さくなる可能性も考えられることから、本検討

では上記の②, ③を考慮してモーメントの中心点の沖側(造波板側)への移動を検討した。図-5.10にモーメントの中心点を土のう底面の後端から沖側(造波板側)へ移動させた場合の転倒安全率の変化を示す。図中の赤い菱形は複数の土のう模型が初期位置から大きく飛散した実験ケース, 青三角は1~2個の土のう模型がその場で転倒した実験ケース, 灰色の丸は転倒した土のう模型が無い実験ケースである。モーメントの中心点が沖側へ移動するにしたがって転倒安全率は全体的に小さくなっており, 沖側へ10 cm($1/3 \times 0.3$ m)移動すると土のう模型が転倒する全ての実験ケースの転倒安全率が1.0を下回った。ただし, 土のう模型の中詰材や袋枠の材質が変化した場合安定性も変化すると考えられる。

5.4 複数配置した土のうの安定性の評価

土のう模型を2列1段(case2), 下段2列上段1列(case3), 2列2段(case4)に配置したケースについて, 1列1段(case1)のケースと同様の方法で合田波圧と滑動安全率の関係性をプロットしたのが図-5.11である。1列1段の実験結果からは滑動よりも転倒で被災するケースが多かったが, 後列の土のう模型への作用力の評価が困難であることから, 滑動のみを対象として検討している。摩擦係数は1列1段の検討と同様の値を使用しており, 各断面の土のう模型を一体として重量を設定した。

図-5.11を見ると, いずれの積み方についても滑動安全率1.2程度で滑動・転倒している。滑動安全率が1.0より大きい場合でも土のう模型が被災を受けているのは滑動よりも転倒し易いことが要因であると考えられる。下段2列上段1列(case3)では被災する実験ケースと被災しない実験ケースの安全率が逆転している部分があるが, このケースは上段だけが被災したケースであり, 上段だけで滑動安全率を計算した場合は安全率の値自体には大きな変化は無いものの, 被災した実験ケースの方が滑動安全率は小さくなる。また, 2段2列のケースでは滑動安全率が2.0以上でも滑動・転倒したケースがあった。

この活動率が2.0以上でも滑動・転倒したケースを側面から撮影した様子を図-5.12に示す。波が護岸に到達すると土のう模型に波が勢いよく衝突している様子が見られる。土のう模型はパラペットの厚さ分だけ護岸前面から離れていることと土のう模型の側面が円形であることから, パラペット前面から土のう模型の波圧作用面まで若干の距離があり, 波頂がパラペット天端を超えると波が飛び出して護岸模型との間に小さな空洞が生じている。そのため, 土のうが後退パラペットのようになり, 波力が大きくなっていたことが動きやすくなった一つの要因と考えられる。ただし, 波の衝突直後に全ての土のう模型が後ろに押されたものの, すぐに元の位置に戻る様子が見られた。一方で, 土のう模型に衝突した波はその後大きく打ちあがり, 後列上段の土のう模型に上側から衝突し, 後列の土のう模型

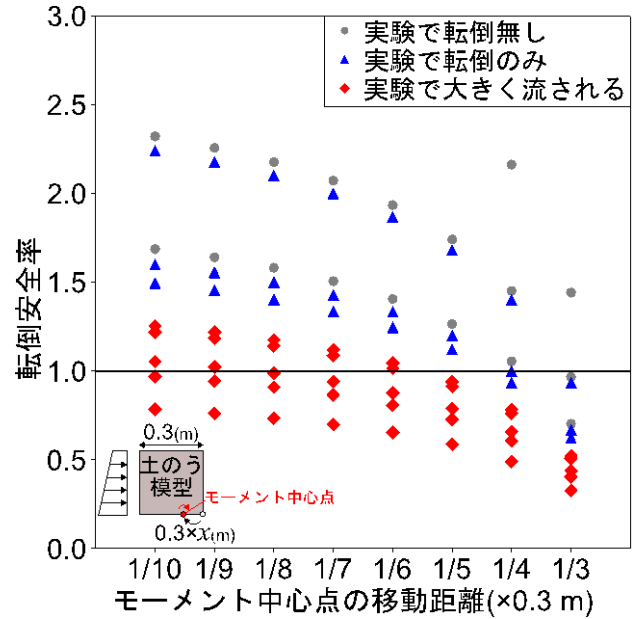


図-5.10 モーメントの中心位置と転倒安全率の関係

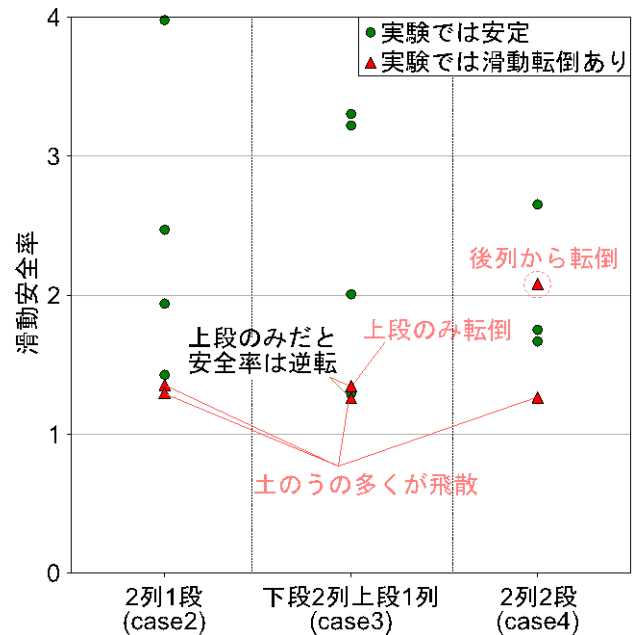


図-5.11 土のう模型複数積みの安定性照査結果

のみが再び後方へ押されて転倒した。後列の土のう模型が転倒すると, 後ろからの支えが無くなった前列の土のう模型も次の波で転倒した。このように, 土のう模型の複数設置によって土のうは安定してくるものの, 土のう模型を波が大きく越波する場合には後列から徐々に倒壊する。

このように土のうを複数積み上げた場合でも土のうを波が乗り越えるかどうか, 土のうが散乱するかどうかの一つの目安である。

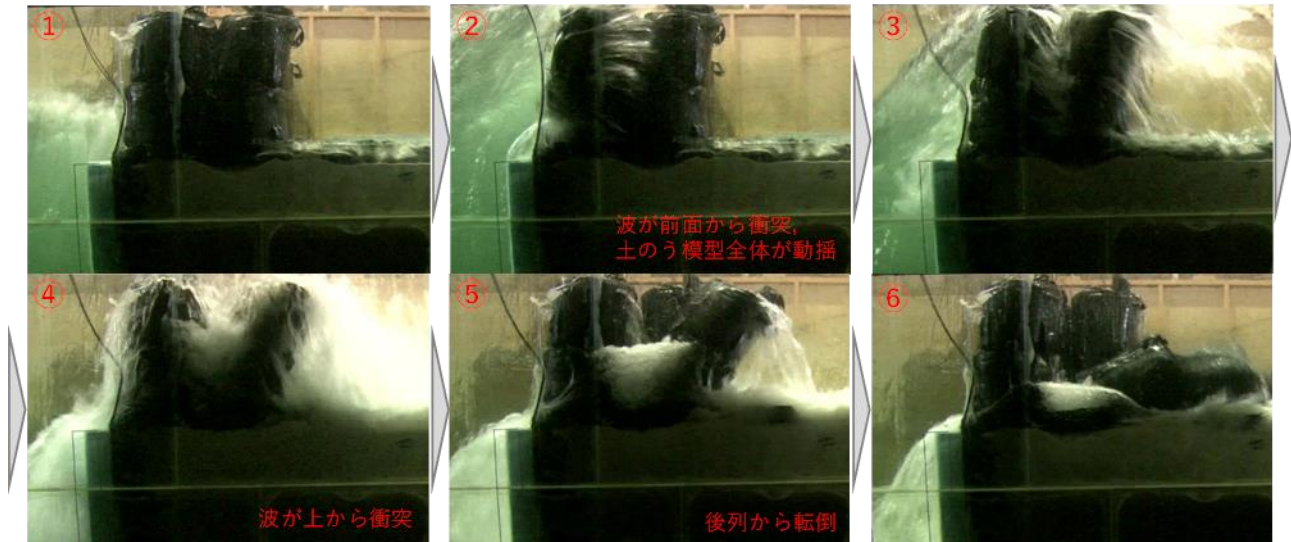


図-5.12 越波の打ち込みによる土のう模型が転倒する状況（土のう模型2列2段）

5.5 土のうの後退と連結

図-5.13に1列1段の土のう模型について、護岸前面に設置した断面(case1)、5つの土のう模型を1辺0.3 mの正方形の網籠で連結した断面(case5)、および土のう模型全体を3 m後退させた断面(case6)の入射波高と被災率の関係を示す。

比較した実験の波浪条件はいずれも水深2.50 m、周期2.8 sである。前面設置(case1)では入射波高0.6 mを超えた程度で土のう模型が動き始めるが、連結土のう模型(case5)及び後退土のう模型(case6)は同程度の波では全く被災を受けなかった。しかし、前面設置の土のう模型(case1)と後退土のう模型(case6)を比較すると、被災率が1となる入射波高は後退土のう模型(case6)の方が小さい。一方、連結土のう模型(case5)と後退土のう模型(case6)の安定性を比較すると、連結土のう模型(case5)の方が大きい入射波高まで安定する結果となった。

図-5.14に被災した条件の連結土のう模型1列1段(case5)の造波前後の写真を示す。非連結の状態では土のう模型が1つずつ順番に滑動・転倒していたが、連結土のう模型(case5)では5つの土のう模型が一体となった状態で被災を受けている状況が見られる。安定性向上の要因には波圧に対して単体で抵抗していた土のう模型を連続箱型鋼製枠で一体化することで、5連結した群体として波圧に対する抵抗力が高まったものと考えられる。1.5倍程度の波高まで安定性を保つ結果となっている。

図-5.15は連続箱型鋼製枠により、2列の土のうを連結した状態で周期2.8s、造波波高0.8mの波を作用させた際の状況である。連結していない場合には、波が土のうを乗り越えるかどうかが土のうの安定性の一つの目安だったが、図-5.15の場合には越波高さが土のうの高さを超えるような状況でも転倒していないことが分かる。

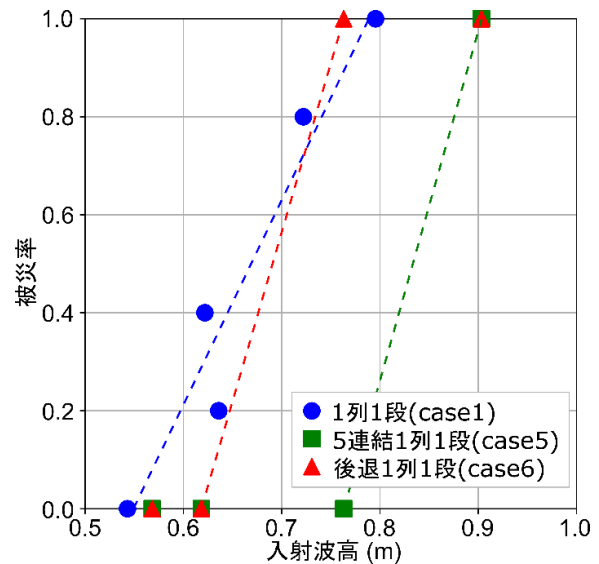


図-5.13 連結・後退の土のう模型の波高と被災率



図-5.14 連結した土のう模型の造波後の様子

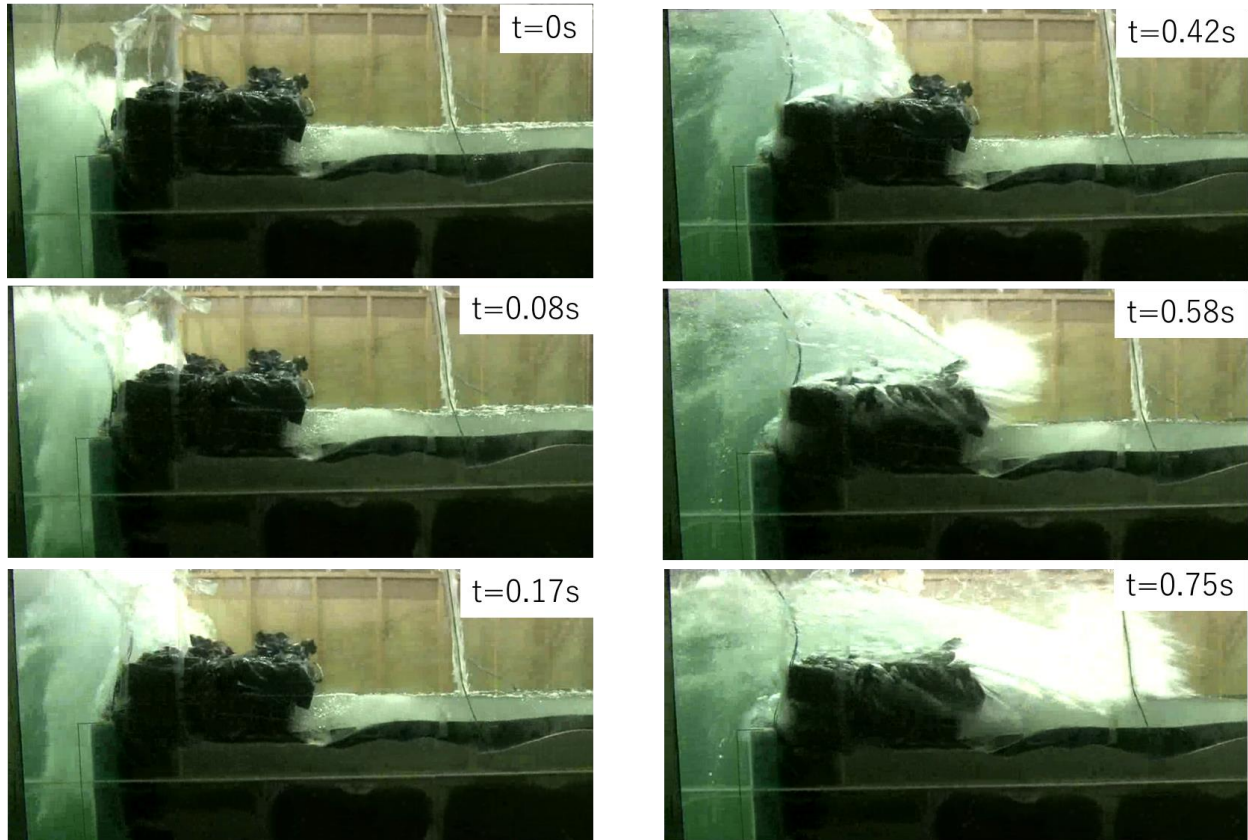


図-5.15 連続箱型鋼製枠で2列の土のうを前後連結した場合の状況（周期 2.8s，造波波高 0.8m）

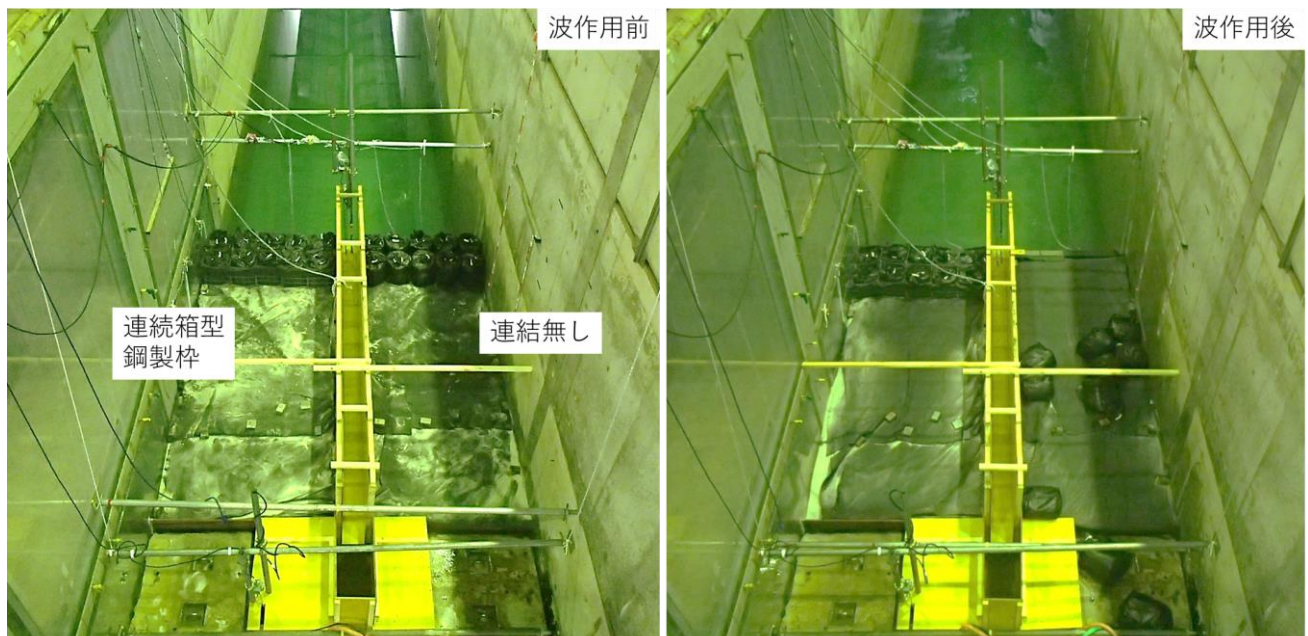


図-5.16 連続箱型鋼製枠で2列の土のうを前後連結した場合の波作用前と作用後の状況（周期 2.8s，造波波高 0.8m）

水路左側は連結した土のう，右側は連結していない土のう

図-5.16は図-5.15のケースで波作用前と波作用後の状況を水路の上から撮影したものである。なお、水路左側は連結

した土のう、右側が連結していない場合であり、連結した場合には移動していないことが分かる。



図-5.17 連結した場合の波作用後の状況



図-5.18 連結していない場合の波作用後の状況

図-5.18は、連結していない場合の実験後の状況であり、波によって大きく散乱しているのが分かる。

6. 結 論

本検討では、仮設の被覆材3種類に対して、波浪および越流を作用させる水理模型実験を統一的な条件で実施し、耐波、耐津波安定性を比較検証した。

- 1) 網袋式被覆工、石かご、土のうの重積みの場合における K_D 値はそれぞれ、4.4, 4.1, 0.2だった。網袋式被覆工と石かごの安定性は同程度であり、安全側に見ると4程度とするのが妥当と考えられる。
- 2) また、腹付工上に設置した網袋式被覆工、石かご、土のうのイスバッシュ定数 y は、それぞれ1.23-1.33, 1.24-1.48, 0.59-0.80であり、網袋式被覆工と石かごの安定性は同程度であるのに対し、土のうの安定性が低いことが分かった。なお、今回得られたイスバッシュ数については一般的な石やブロックと比較して大きめであり、今後よりデータを蓄積して汎用的な値を求めるのが望ましい。
- 3) 網袋式被覆工、石かごは同等程度の耐波・耐越流安定性を有しており、土のうは比較的安定性が低

いことが分かった。更に、仮設の被覆材を平積みを設置した場合には、重積みよりも安定性が低下することを明らかにした。

なお、本実験は限られた条件下で実施しており、条件を変えた場合には、本実験の K_D 値およびイスバッシュ定数と異なる値となる可能性がある。特に堤頭部や断面の変化する場合には不安定になるため、可能な限り水理模型実験で安定性を確認するのが望ましい。

また、被災した護岸の応急復旧等で一般的に用いられる土のうの耐波安定性を評価するために大規模模型実験を実施したところ、以下のことが明らかとなった。

- 1) 土のうを護岸上の前方に1列1段で設置した場合は滑動よりも転倒によって被災を受け易く、被災の程度は合田波圧と概ね比例関係にある。なお、波が土のうを超えはじめると転倒しやすく、波が越波するかどうかは土のうの波に対する安定性の一つの目安である。
- 2) 外力に合田波圧を想定する場合、力のモーメントの中心点を土のうの直径の1/3程度沖側へずらして計算すると、土のうの飛散の有無と概ね一致する。
- 3) 土のうを2列2段で設置したケースでは前列に作用する波圧に対して安定する波浪条件であっても、越波した水が上側からたたきつけるように後列の土のうに衝突することにより、後列の土のうが最初に転倒して、その後前列も被災する。
- 4) また、土のうを岸側へ後退させたケースでは入射波高が小さい場合は未連結で護岸前方に設置したケースよりも安定性は向上したが、入射波高が大きい(越波量が多い)場合は土のうの後退により被災を受けやすい可能性がある。
- 5) 連続箱型鋼製枠で土のうを連結して設置すると、安定性が増し、連結しない場合と比較して1.5倍ほどの波高まで耐えることができる。土のうを2列にして連結させるとさらに安定性が増し、土のうを波が大きく越波しても散乱しないことが分かった。

なお、土のうの中詰材の違いや後退量の変化が耐波安定性に与える影響については、今後の課題である。

(2021年6月4日受付)

謝辞

本研究の実施にあたっては、国土交通省港湾局、関東地方整備局、横浜市の関係各位に多大なるご支援、ご助言をいただいた。また、実験実施にあたっては耐波研究グループの鶴田修己主任研究官、朝比翔太研究員、川口真吾研究員、中澤祐飛研究員の協力を得た。また、実験

実施にあたり、太陽工業(株)より連続箱型鋼製枠の模型を、キョーワ株式会社より網袋式被覆工の模型を提供いただいた。ここに記して心からの謝意を表する。

参考文献

- 1) かごマット工法技術推進協会:かごマット水理実験結果報告書, 24p., 2014.
- 2) 黒田美里, 井上和徳, 土橋和敬, 平石哲也: 海岸用網袋式ユニットの性能評価に関する実験, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol. 70, No.2, pp.I_247-I_252, 2014.
- 3) 島袋洋行, 水谷法美, 小山裕文: 透水性一様斜面上に設置した袋型被覆材に作用する波力と耐波安定性に関する研究, 海洋開発論文集, 第 22 巻, pp.763_768, 2006.
- 4) 平石哲也:蛇かごタイプの消波工の耐波安定性について, 京都大学防災研究所年報, 第 58 号 B, 平成 27 年.
- 5) 多田毅, 宮田喜壽, 藤本和隆, 大城戸秀人: 鉄線籠マットレスの耐津波安定性に関する実験, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.72, No.2, pp.I_527-I_532, 2016.
- 6) 三井順, 松本朗, 半沢稔, 小山裕文, 篠村幸廣, 尾池宣佳: 袋型根固め材を用いた津波に対して効果的な防波堤マウンド被覆方法の検討, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I_479-I_484, 2013.
- 7) 国土交通省 港湾局: 港湾における高潮・高波被害軽減のための土のう設置事例集 ～港湾 BCP 直前予防対策 参考資料～, 2020.
- 8) R.Y.Hudson: Laboratory investigation of rubble-mound break water, *Proc.ASCE.*, Vol.85, W.W.3., pp.93-121, 1979.
- 9) (一社)漁港漁場新技術研究会: 津波越流に対する防波堤腹付マウンド被覆ブロックの所要質量算定マニュアル, p.45, 平成 26 年.
- 10) Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, U.S. Army Corps of Engrs, U.S. Govt. Printing Office, Vol.II, pp.7_213-7_216, 1977.
- 11) (公社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻), pp.248, 平成 30 年.
- 12) 岩崎敏夫, 真野明, 中村武弘, 堀越信幸: 潜堤マウンド材及びプレバクト堤に作用する定常流流体力に関する実験的研究, 第 31 回海岸工学講演会論文集, pp.527-531, 1984.

港湾空港技術研究所報告 第 60 卷 第 1 号

2 0 2 1 . 6

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発 行 所 港 湾 空 港 技 術 研 究 所
横 須 賀 市 長 瀬 3 丁 目 1 番 1 号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

Copyright © (2021) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

CONTENTS

1. Cyclic Beach Morphological Changes in the Swash Zone
due to Tidal Range Fluctuations
Masayuki BANNO • Yoshiaki KURIYAMA
2. Ocean swells induced by the Typhoon Faxai hit Port of Yokohama in 2019
Hitoshi TAMURA • Koji KAWAGUCHI • Takumu IWAMOTO • Takashi FUJIKI
3. Dynamics of ocean swells in Toyama Bay
Hitoshi TAMURA • Koji KAWAGUCHI • Takashi FUJIKI
4. Study on Stability of Temporary Armor Units against Waves
Kojiro SUZUKI • Hiroki KUBOTA • Tsutomu TANAKA
5. Study on Wave Pressure acting on Receding Parapet type Seawall
Kojiro SUZUKI • Hiroki KUBOTA • Naoki TSURUTA
6. Study of slow slip mechanism on plate boundary fault decollement zone
Yuri SUGIYAMA • Shinya TACHIBANA • Yoshiyuki MORIKAWA
7. Development of frictional contact algorithm using weighted least squares for MPM-rigid body
simulation and its application to behavior of open-ended pile driven into the ground
Keita NAKAMURA • Satoshi MATSUMURA • Takaaki MIZUTANI