

월파조건에서 직사각형 상치콘크리트가 설치된 경사제 항내측 사면에 거치된 피복석의 안정성 실험

Experiments on Stability of Armor Rocks on Rear Slope of Rubble Mound Structures under Wave Overtopping Condition with Rectangular Crest Element

김영택* · 이종인**

Young-Taek Kim* and Jong-In Lee**

요지 : 본 연구에서는 경사제 항내측 사면에 거치된 피복석의 안정성에 대한 단면수리실험을 수행하였으며, 항내측 피복재로는 피복석을 적용하였다. 국내 항만 및 어항설계기준에서는 항내측 피복재의 중량산정 방법으로 상치콘크리트가 설치되지 않은 조건에 대하여 항내측 일부구간을 항외측 피복재와 동일 중량비의 피복재를 사용하도록 설계 도표로 제시하고 있다. 국내에 설계되는 대부분의 경사식 구조물은 상치콘크리트가 설치되어 있으며, 이에 대한 안정중량 산정 방법이 필요하다. 피해를 $S=2$ 를 기준으로 안정과고를 산정하여 안정성을 검토하였으며, 소요중량은 상대여유고에 대한 항외측 피복재(테트라포드) 대비 항내측 피복석의 중량비로 제시하였다.

핵심용어 : 경사제, 항내측 피복재, 안정계수, 수리실험, 피복석

Abstract : In this study, hydraulic model tests were performed to investigate the stability of armor units at harbor side slope for rubble mound structures. The armor units on the rear slope were rocks. The Korean design standard for harbor and fishery port suggested the design figures that showed the ratio of the armor weight for each location of rubble mound structures and it could be known that the same weight ratio was needed to the sea side and rear side slope of rubble mound structures. The crest elements were commonly applied to the design process of rubble mound structures in Korea and the investigation of the effects of super structures would be needed. The damage rate ($S=2$) was applied and the stable wave height was measured for each test condition. The results were suggested as the armor weight ratio of the rear side slope(armor rock) to the sea side slope (tetrapod) in relation to the relative crest height.

Keywords : rubble mound structure, armor unit at harbor side slope, stability number, hydraulic model test, rock

1. 서 론

항만구조물 중 외곽시설인 방파제는 외해에서 입사하는 파랑을 막아 항내 정온도 확보 및 개선과 이를 통한 접안시설에서의 상하역 활동이 가능하게 해주는 가장 기본적인 항만 및 어항 시설물 중 하나이다. 방파제는 일반적으로 경사제, 직립제 및 혼성제 등으로 구분할 수 있다. 상대적으로 수심이 깊은 해역에 설치되는 외곽시설의 경우 고파랑 내습 구역이 많아 케이슨 등을 적용한 직립식 및 혼성식 구조물이 주로 적용되고 있다. 그렇지만 여전히 상대적으로 수심이 얇은 지역에서는 경사식 구조물이 많이 적용되고 있다.

방파제는 일반적으로 월파를 허용하는 구조물이기 때문에 경사제의 경우에 항내측 사면에 거치된 피복재의 이탈 및 피

해가 발생할 수 있다. 항외측 피복재의 안정중량을 산정하기 위하여 항만 및 어항설계기준에서는 Hudson 식 또는 van der Meer 식 등이 제시되어 있다(MOF, 2023). 그렇지만 경사제 항내측 사면에 거치되는 피복재의 안정중량 산정의 경우 상기 Hudson 식 또는 van der Meer 식들의 형태로 제시되어 있지 않고, 미공병단의 Shore Protection Manual(USACE, 1984)에서 제시하고 있는 Fig. 1을 적용하고 있다. Fig. 1은 상치콘크리트가 설치되지 않은 경사제를 대상으로 주피복재에 대한 filter rule(CIRIA, CUR and CETMEF, 2007)을 적용하여 중간피복재 및 항내측 피복재의 중량을 도표로 제시한 것이다. 그렇지만 국내에 일반적으로 적용하고 있는 경사식 구조물 설계 동향과는 다소 차이가 있는 것으로 판단된다. 즉, 국내에서 설계되는 경사제의 대부분은 체체 사석 상

*한국건설기술연구원 수자원하천연구본부 선임연구위원(Senior Research Fellow, Department of Hydro Science and Engineering Research, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology)

**전남대학교 공과대학 토목공학과 교수(Corresponding author: Jong-In Lee, Professor, Department of Civil Engineering, Chonnam National University, 77, Yongbong-ro, Buk-gu, Gwangju 61186, Korea, Tel: +82-62-530-5431, jilee@jnu.ac.kr)

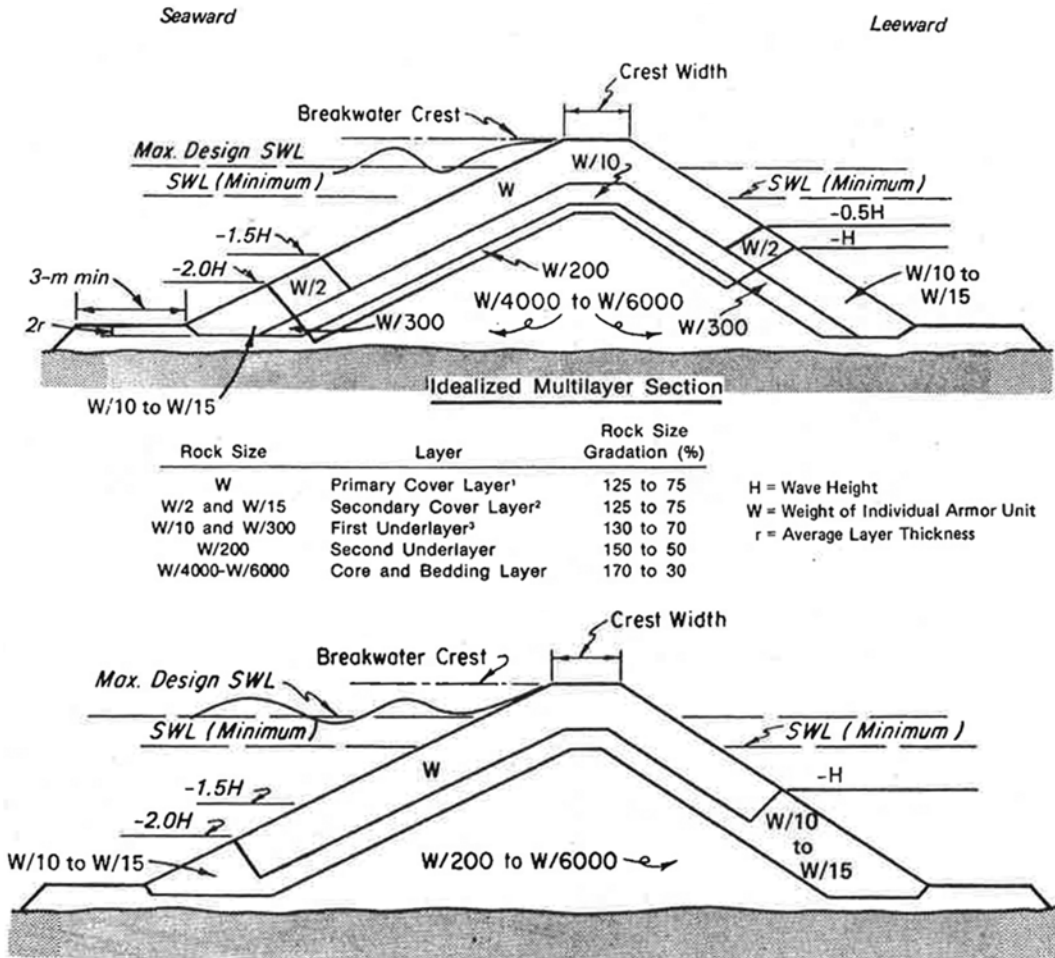


Fig. 1. Weight of armor layers (MOF, 2023; USACE, 1984).

부에 상치콘크리트가 설치되고, 항외측 사면에는 테트라포드와 같은 콘크리트 이형블록 또는 피복석 등이 거치되며, 항내측의 경우에는 상치콘크리트 하단부에 근고블록이 거치되고 근고블록 높이에 따라 피복석 또는 판형 형태의 콘크리트 이형블록이 거치된다. 그러나 이와 같은 항내측 피복재의 안정질량 산정에 대해서는 구체적인 설계기법이 정립되어 있지 않다.

항내측 피복재 안정성에 관한 기존 연구를 보면, van der Meer and Pilarczyk(1990), Vidal et al.(1992)은 저천단 구조물을 대상으로 항내측 및 항외측 피복재의 안정성을 검토하였고, Kudale and Kobayashi(1996)는 수치해석으로 월파로 인한 항내측 피복재의 안정성을 검토하였다. Verhagen et al.(2003)은 월파량 발생장치를 고안하여 1회 월파 발생시 피복재의 안정성을 검토하였다. van Gent and Pozueta(2004)와 van Gent(2007)는 경사제에 대하여 각각 Fig. 2 및 Fig. 3과 같은 단면을 대상으로 1% 파랑 조건에 따른 최대 유속, 처오름 높이 등을 고려하여 항내측 피복재의 안정중량 산정식을 제안하였으며, 상대여유고(R_c/H_s)를 기준으로 상치콘크리트가 없는 경우(Fig. 2 및 Eq. (1))는 $R_c/H_s > 0.3$, L 형태의 상치콘크리트가 설치된 경우(Fig. 3 및 Eq. (2))는 $R_c/H_s >$

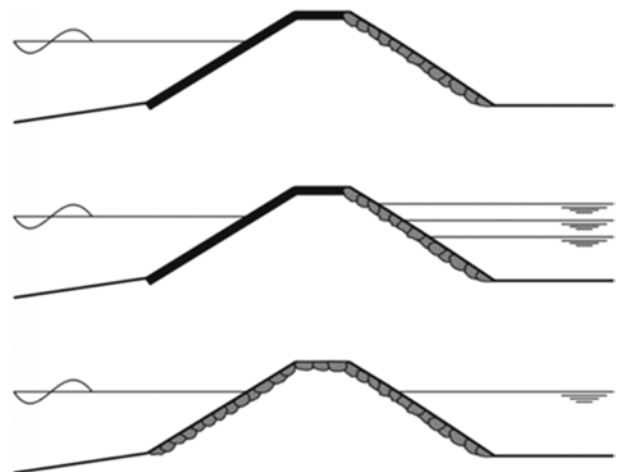


Fig. 2. Rubble mound structures without crest elements (van Gent and Pozueta, 2004).

0.5일 때 항외측보다 작은 중량을 피복재를 항내측에 적용할 수 있다고 제안하였다. 여기서, R_c 는 정수면으로부터 구조물 마루까지의 높이인 여유고이며, H_s 는 유의파고이다. 상치콘크리트가 없는 경사제의 경우에 저천단 구조물 형태이며 항내측의 정수면을 변화시키면서 안정질량 산정식을 제안하였

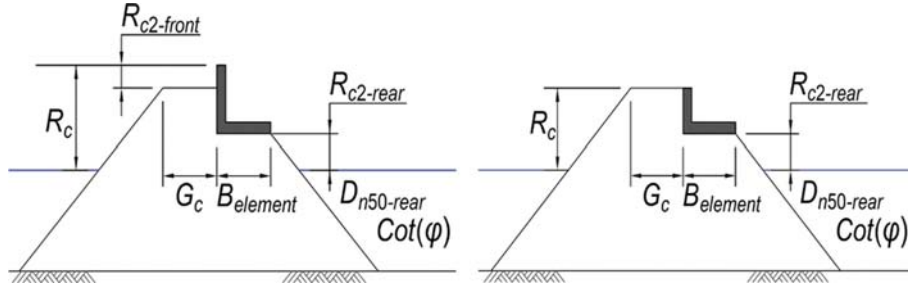


Fig. 3. Rubble mound structures with crest elements (van Gent, 2007).

다. L 형 상치콘크리트가 설치된 경사제에 대하여 항외측 대비 항내측 피복재의 직경(D_{n50}) 비를 상대여유고(R_c/H_s)로 제안하였다. 국내의 경우는 Kim and Lee(2021)이 상치콘크리트가 설치된 경사제에 대하여 항내측 피복재로 테트라포드가 거치될 경우 이에 대한 안정증량 산정에 대한 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 단면수리모형실험을 통하여 상치콘크리트가 거치된 경사제에 대하여 항내측 피복재로 피복석이 거치된 경우 피복석의 안정증량 산정 방법을 제시하고 한다.

$$D_{n50} = 0.008 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{-1/6} \left(\frac{u_{1\%} T_{n-1,0}}{\Delta^{0.5}} \right) (\cot \phi)^{-2.5/6} [1 + 10 \exp(-R_{c-rear}/H_s)]^{1/6} \quad (1)$$

$$D_{n50} = 0.036 (\cot \phi)^{0.5} (z_{1\%} - R_c)^{0.8} R_c^{0.2} \left(1 + 5 \frac{R_{c2-rear}}{R_c - R_{c2-rear}} \right)^{0.4} \left(1 + \frac{R_{c2-front}}{H_s} \right)^{-0.4} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{-0.4} \quad (2)$$

2. 수리모형실험

2.1 실험시설

수리모형실험은 한국건설기술연구원의 폭 1.0 m, 높이 2.0 m, 길이 56 m의 수로에서 수행되었으며, 단면수로에는 전기서보 피스톤식 조파기가 설치되어 있고, 규칙파 및 불규칙파를 조파할 수 있다(Fig. 4 참조). 그리고 단면수로의 폭 1.0 m는 폭

0.6 m와 폭 0.4 m로 분할되어 있으며, 분할된 수로에서 실험 모형은 폭 0.6 m의 수로에 설치하여 제반 자료를 취득하고, 폭 0.4 m의 수로에서는 입사파의 설정 및 보정을 수행하였다. 또한 흡수식 조파를 실시하여 구조물 및 조파기에서 재반사를 최소화하였다. 실험에 적용된 장비는 Kim and Lee(2021)와 동일하다.

단면수로는 전면 30 m 구간을 강화유리로 처리하여 실험 장면 관찰이 용이하도록 되어있으며, 수로 양쪽 끝 부분에는 여러 겹의 다공성 구조로 형성된 소파장치가 설치되어 있다. Fig. 4에서 1번 파고계는 흡수식 조파, 2번과 3번 파고계는 반사계수 측정, 4번과 5번 파고계는 협수로에서 입사파의 설정 및 계측에 이용되었다. 2번과 3번, 4번과 5번의 파고계 간격은 입사파 주기 조건에 따라 적절하게 조절하였다.

2.2 실험모형 및 실험조건

본 단면 수리실험에 적용된 실험단면은 항외측에는 테트라포드, 항내측에는 피복석이 거치된 경사식 단면으로서 실험 단면 형상은 Fig. 5와 같다. 경사식 구조물 외측에는 중량(W) 평균 354 g/ea의 테트라포드가 2층 피복되며, 중간피복재로는 10~12 g/ea의 피복석이 거치된다. 상치콘크리트의 폭은 모형 상 0.25 m이고, 구조물 설치수심(h)은 $h = 0.4$ m이다. 상치콘크리트와 항외측 피복재(359 g/ea 테트라포드)의 마루높이는 동일하게 설정하였으며, 이때 항외측에 피복된 테트라포드에 해당하는 비쇄파조건의 설계파고는 Hudson 식(Hudson, 1959)

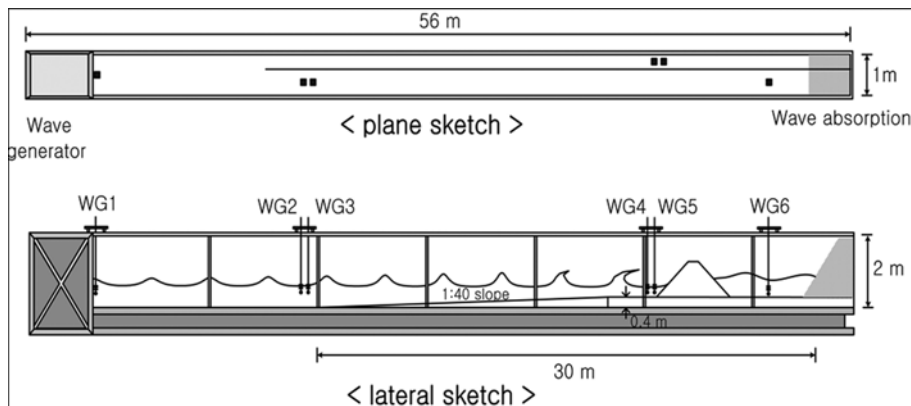


Fig. 4. Schematic sketch of wave flume.

Table 1. Conditions for test wave and weight of armor unit

| Parameter | Properties | |
|----------------------|------------------------------------|--|
| $T_{S,target}$ (sec) | 1.5, 1.75, 2.0, 2.25, 2.5 | |
| $H_{S,target}$ (m) | 0.12~0.20 ($\Delta H_S = 0.01$ m) | |
| h (m) | 0.4 | |
| Weight of armor rock | Sea side slope | 359 g/ea (W) |
| | Harbor side slope | 30 g/ea (0.09 W , CASE1), 40 g/ea (0.12 W , CASE2), 50 g/ea (0.15 W , CASE3), 60 g/ea (0.16 W , CASE4), 70 g/ea (0.19 W , CASE5), 80 g/ea (0.22 W , CASE6), 92 g/ea (0.25 W , CASE7) |

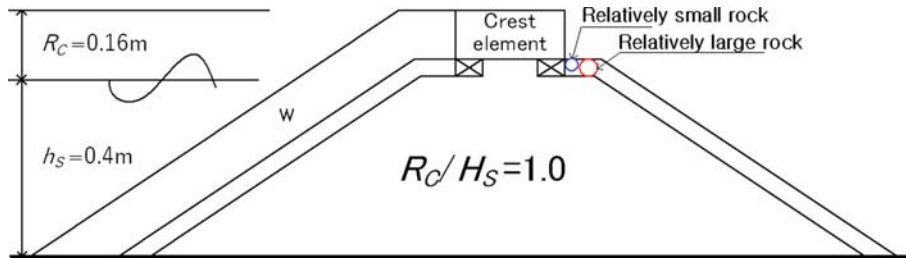


Fig. 5. Schematic sketch of test sections for rubble mound structure.

을 적용할 경우에 $H_S = 0.16$ m이다. 정수면으로부터 상치콘크리트 및 항외측 피복재의 마루높이(R_C)는 항외측 피복재의 설계파고(비쇄파 조건 적용)인 $H_S = 0.16$ m를 기준으로 $R_C/H_S = 1.0$ 을 적용하였다. 항내측 사면에는 30, 40, 50, 60, 70, 80, 및 92 g/ea의 피복석을 선별하여 적용하였으며. 이는 항외측에 거치된 테트라포드 중량(W)의 약 0.09 W , 0.12 W , 0.15 W , 0.16 W , 0.19 W , 0.22 W 및 0.25 W 에 해당된다. Fig. 5에서 항내측 사면에 거치된 피복석의 피복높이는 근고블록 상부높이와 동일하도록 하였다. 그리고 항내측 피복석 상부 마루폭은 모든 실험조건에서 동일하게 거치하였다(모형상 0.08 m).

실험파는 Bretschneider-Mitsuyasu 주파수 스펙트럼을 적용한 불규칙파를 적용하였으며, 실험에 적용된 목표 유의파고는 $H_S = 0.12\sim 0.2$ m 범위에서 1 cm 간격으로 설정하였으며, 목표 유의주기는 $T_S = 1.5\sim 2.5$ sec 범위에서 0.25 sec 간격으로 설정하였다. 축척 1/40 적용시 실험에 적용된 실험파의 유의파고는 $H_S = 4.8\sim 8$ m, 유의주기 $T_S = 9.5\sim 15.8$ sec에 해당하며, 항외측에 거치된 테트라포드의 중량은 원형상 25 ton/ea급에 해당한다.

실험파는 구조물이 설치되기 전에 Fig. 4의 협수로 내 구조물 설치 위치에 파고계를 설치하고 2점법(Goda and Suzuki, 1976)을 적용하여 분석하였다(Fig. 4의 4면과 5면 파고계). Table 1은 본 실험에 적용된 실험파 조건 및 피복재 중량 등의 조건을 정리한 것이다.

2.3 실험결과 분석방법

피복재의 안정성 분석은 피복석의 경우에는 S 로 산정하고, 콘크리트 이형블록의 경우에는 피해율 또는 N_{od} 로 계산하는 것

이 일반적이다. S 와 N_{od} 는 각각 Eq. (3)과 Eq. (4)로 산정할 수 있다. Eq. (3)과 Eq. (4)에서 A_e 는 파랑에 의하여 정수면을 중심으로 이탈된 피복석의 면적이며, B 는 실험수로의 폭, n 는 이탈된 피복재의 개수이다.

$$S = A_e / D_n^2 \tag{3}$$

$$N_{od} = \frac{i}{B/D_n} \tag{4}$$

경사제의 경우에 $S = 2\sim 3$ 은 허드슨식의 피해율 0~5%와 유사한 것으로 알려져 있고, 초기피해(start of damage, $S = 2\sim 3$)는 피복석의 침하 또는 몇 개의 이탈을 의미한다. 본 연구에서는 $S = 2$ 를 기준으로 피복석의 안정중량 확보여부를 검토하였다. 안정성 실험은 유의주기 기준 1,000파를 연속 초과한 후 안정성을 검토하였다.

3. 실험 결과

본 실험에서 설정한 항외측 피복재(테트라포드)에 대한 설계파고($H_S = 0.16$ m)에 대하여 상대여유도가 $R = 1.0$ 인 단면을 대상으로 항내측 사면에 거치된 피복석의 안정성 실험을 수행하였다. 안정성 실험결과는 Table 1에 제시된 실험조건 중 CASE1, CASE3 및 CASE6에 대하여 제시하였다. 안정성 실험 결과 분석에 있어 실험수로 양측 벽면은 피해가 발생하지 않도록 철제 로프를 거치하였으며, 피복재의 피해는 수로 중앙에서 발생하는 것을 분석하였다.

Fig. 6은 항내측 피복석의 중량이 항외측 피복재 중량의 0.09 W 에 해당하는 30 g/ea의 피복석이 거치된 조건이다. 사

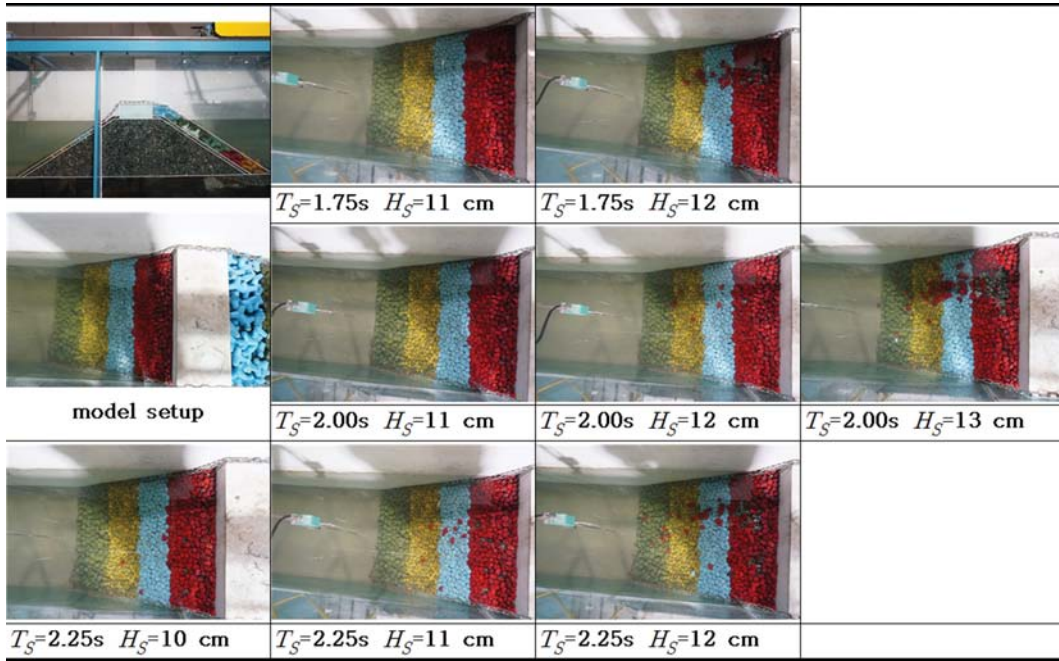


Fig. 6. Test result for CASE1 (0.09 W, 30 g/ea).

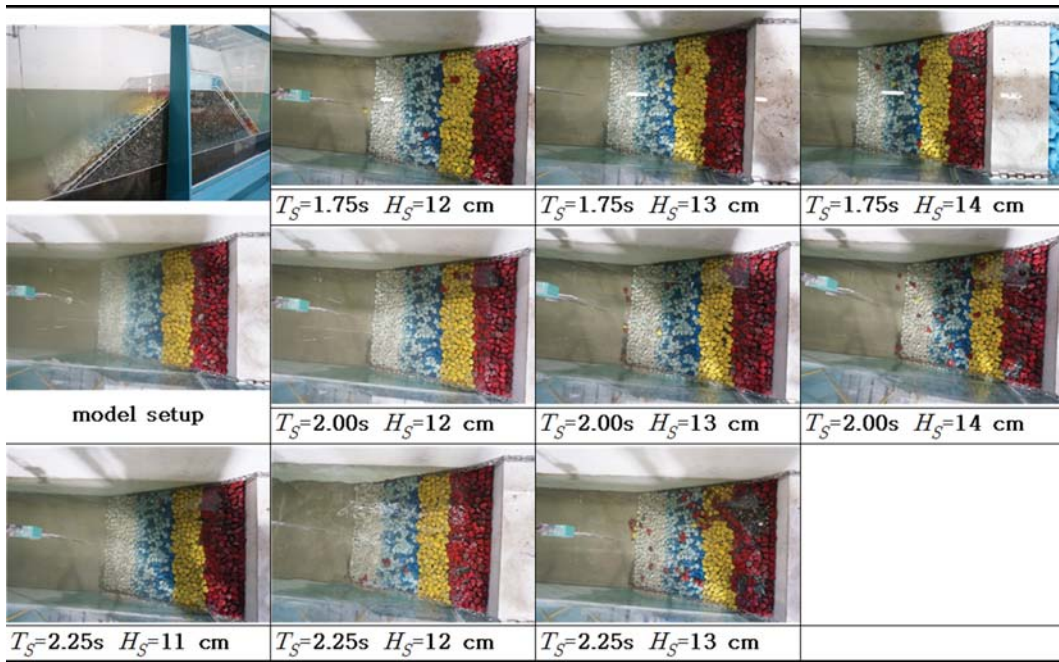


Fig. 7. Test result for CASE3 (0.15 W, 50 g/ea).

진에서 볼 수 있듯이 입사파의 주기 및 파고가 증가할수록 피해는 증가하는 것을 확인할 수 있다. 실험결과를 보면 동일 주기 조건에서 입사파고가 증가함에 따라 갑작스러운 피해가 발생하므로 초기이탈이 발생하는 것을 알 수 있다. 안전성 분석을 위한 S 를 계산하기 위해서는 피해면적(A_d) 대비 피복재 공칭지름의 제곱(D_n^2)으로 계산 된다. 실험에 적용된 피복석은 판형태 또는 타원형이 아닌 대부분 구형 또는 정육면체 형태이기 때문에 $S=2$ 에 해당하는 피복재의 이탈개수는 2~4개 범위에 해당한다. 초기 피해 $S=2$ 에 해당하는 파고조건을 기

준으로 안정파고 조건으로 상대여유고에 대한 피복재의 안정성을 분석하였다.

Fig. 7과 Fig. 8은 각각 CASE3 및 CASE6에 대한 실험결과를 제시한 것이다. CASE1과 마찬가지로 입사파의 주기 및 파고가 증가할수록 피해는 증가하는 것을 확인할 수 있다.

피해율 $S=2$ 에 해당하는 안정파고 값(H_S)을 이용하여 상대여유고($R=R_C/H_S$)에 대한 상대 중량, 즉 항외측 테트라포드의 중량(WO_{TTP}) 대비 항내측 피복석의 중량(WI_{rock}) 비($=WI_{rock}/WO_{TTP}$)를 Fig. 9와 같이 도시하였다. Fig. 9에는

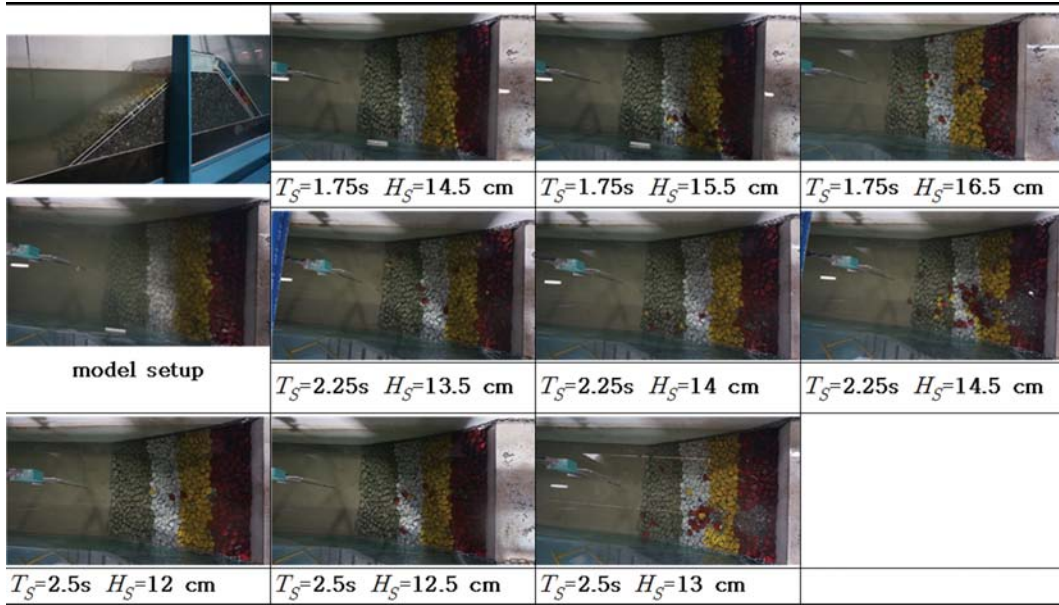


Fig. 8. Test result for CASE6 (0.22 W, 80 g/ea).

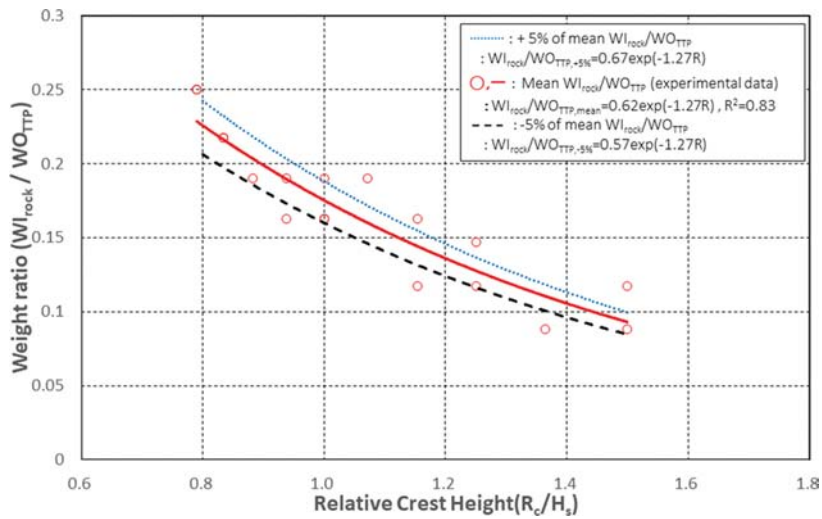


Fig. 9. Relative armor weight ratio with respect to the relative crest height.

평균값과 $\pm 5\%$ 편차의 범위를 동시에 도시하였으며 이에 대하여 Eq. (5)와 같이 제시하였다.

$$\begin{aligned}
 \text{Mean} + 5\% & : Wl_{rock}/WO_{TTP} = 0.67\exp(-1.27R) \\
 \text{Mean} & : Wl_{rock}/WO_{TTP} = 0.62\exp(-1.27R) \\
 \text{Mean} - 5\% & : Wl_{rock}/WO_{TTP} = 0.57\exp(-1.27R)
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

4. 결 론

항내측 피복재로 피복석이 거치된 경사제에 대하여 단면수리 실험을 통하여 피복석의 안정성을 검토하였다. 국내 항만 구조물의 설계기준인 항만 및 어항설계기준에 제시된 경사제 항내측 피복재의 중량산정 방법은 상치콘크리트가 설치되지 않은 조건이며, 항내측 일부구간(최저설계 정수면에서 0.5H

깊이까지)을 항외측 피복재와 동일 중량의 피복재를 사용하도록 제시되어 있다. 그렇지만 국내에서 설계 및 시공되는 대부분의 경사식 구조물은 체재 상부에 상치콘크리트가 설치되어 있어 기준에 제시된 조건과 상이하다. 본 실험에서 적용한 표준단면은 직사각형 상치콘크리트와 항외측 피복재(테트라포드)의 마루높이가 동일한 조건이며, 항내측의 경우 근고블록 상부 마루높이에 맞춰 피복석을 거치한 조건이다. 본 실험을 통하여 도출된 결론을 정리하면 다음과 같다.

(1) 입사파의 주기와 파고가 증가할수록 피해는 증가하였으며, 피복재 이탈은 주로 정수면 부분에서 발생하였다.

(2) 피복석에 대한 피해를 $S=2$ 를 기준으로 안정성을 검토하였다. 각각의 실험조건에 대하여 $S=2$ 의 피해가 발생하는 안정파고 조건을 기준으로 항외측 피복재(테트라포드) 대비 항내측 피복재(피복석)의 무게비로 안정중량 산정 도표 및 식

을 제시하였다. 또한 평균값 대비 $\pm 5\%$ 편차의 범위를 같이 제시하였다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원 “(23주요-대1-목적)기후위기 대응 물문제 해결형 이슈 발굴 및 미래선도 기술 개발” 및 한국에너지기술평가원의 연구비 지원(과제번호: 20224B10200040)을 받아 수행되었으며, 연구비 지원에 감사드립니다.

References

- CIRIA, CUR and CETMEF. (2007). The rock manual: The use of rock in hydraulic engineering, CIRIA Publication.
- Goda, Y. and Suzuki, Y. (1976). Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments. *Coastal Engineering* 1976, 828-845.
- Hudson, R.Y. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Journal of Waterways and Harbors Division, ASCE*, 85(WW3), 93-121.
- Kim, Y.T. and Lee, J.I. (2021). Experiments on stability of tetrapods on rear slope of rubble mound structures under wave overtopping condition. *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 33(6), 357-366 (in Korean).
- Kudale, M.D. and Kobayashi, N. (1996). Hydraulic stability analysis of leeside slopes of overtopped breakwaters. *Coastal Engineering* 1996, 1721-1734.
- Ministry of Oceans and Fisheries (2023). Design standard of harbor and fishery ports.
- US Army Corps of Engineers (1984). Shore Protection Manual.
- van der Meer, J.W. and Pilarczyk, K.W. (1990). Stability of low-crested and reef breakwaters. *Coastal Engineering* 1990, ASCE, 1375-1388.
- van Gent, M.R.A. and Pozueta, B. (2004). Rear-side stability of rubble mound structures. *Coastal Engineering* 2004, ASCE, 4, 3481-3493.
- van Gent, M.R.A. (2007). Rear-side stability of rubble mound structures with crest elements. *Coastal Structures* 2007, 19-30.
- Verhagen, H.J. van Dijk, H. and Nederpel, A. (2003). Riprap stability on the inner slopes of medium-height breakwaters. *Coastal Structures* 2003, 213-222.
- Vidal, C., Losada, M.A. and Medina, R. (1992). A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters. *Coastal Engineering* 1992, 1679-1692.

Received 20 October, 2023

Revised 26 October, 2023

Accepted 27 October, 2023